

## HTR-BETONVERSUCHE

### - Zusammenfassende Aufbereitung und Analyse der Versuchsergebnisse -

Bericht erstattet von Dr.-Ing. U. Diederichs

August 1991

BIBLIOTHEK  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Lehrstuhl für Baustoffe  
D-3300 Braunschweig

Untersuchung im Auftrag der

Hochtemperatur-Reaktorbau GmbH, Mannheim

Bestellung: 675.513.1001.08000.30/200 vom 01.07.1988

## Inhalt

	Seite
0. Einleitung	5
1. Elastizitätsmodul	7
1.1 Abhängigkeit des E-Moduls vom Belastungsalter	7
1.2 Abhängigkeit des E-Moduls von der Aufheizgeschwindigkeit	8
1.3 Abhängigkeit des E-Moduls von der Feuchte	8
1.4 Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Temperatur	9
1.5 Einfluß des Belastungsgrades auf den E-Modul	10
1.6 Abhängigkeit des E-Moduls von der Temperierungsdauer	12
1.7 Abhängigkeit des E-Moduls von der Betonfeuchte	13
1.8 Funktionelle Beschreibung	17
1.9 Literatur	20
2. Festigkeitskennwerte	39
2.1 Das 5-parameter-Modell von Willam/Warneke	39
2.2 Verwendete Materialien	41
2.3 Einflüsse aus der Feuchte	42
2.4 Einflüsse aus dem Belastungsalter	43
2.5 Bruchgrenzflächen für die diskreten Temperaturstufen	43
2.6 Berechnung der Parameter	44
2.7 Spannungs-Dehnungsbeziehung	45
2.8 Querdehnung in Abhängigkeit von Belastungsgrad und der Temperatur	47
2.9 Literatur	47
3. Kriechen von HTR-Beton	66
3.1 Übergangskriechen	66
3.1.1 Thermische Ausdehnung während der Aufheizung und Abkühlung von HTR-Basaltbeton	70
3.1.2 Übergangskriechen während des Aufheizens	74
3.1.3 Übergangskriechen während des Abkühlens	79
3.1.4 Übergangskriechen während des Abkühlens	79
3.1.4 Übergangskriechen nach Vortemperieren	81
3.2 Literatur	82
4. Zusammenfassung	108

## Bezeichnungen

Symbol	Dimension	Bedeutung
$\alpha$	1	Belastungsgrad, $\sigma/\sigma_{ult}$
$\alpha_{th}$	1	Wärmeausdehnungskoeffizient
$\alpha_u$	1	bezogener zweiaxialer Druckfestigkeitswert
$\alpha_z$	1	bezogener einaxialer Zugfestigkeitswert
$\beta_D$	N/mm <sup>2</sup>	Würfeldruckfestigkeit
$\beta_z$	N/mm <sup>2</sup>	Stahlzugfestigkeit
$\beta_{0,2}$	N/mm <sup>2</sup>	Festigkeit an der Dehngrenze 0,2%
$\gamma$	1	Korrekturfunktion für das bezogene, instationäre Kriechen
E	N/mm <sup>2</sup>	Elastizitätsmodul
$E_0$	N/mm <sup>2</sup>	Elastizitätsmodul bei 20 °C
$\varepsilon$	mm/m	Dehnung
$\tilde{\varepsilon}$	mm <sup>2</sup> /MN	bezogene, instationäre Kriechdehnung
$\varepsilon_1$	mm/m	Dehnung in der Hauptbelastungsachse
$\varepsilon_2$	mm/m	Dehnung in der zweiten Belastungsachse
$\varepsilon_3$	mm/m	Dehnung in der dritten Belastungsachse
$\varepsilon_{cr}$	mm/m	Kriechdehnung
$\varepsilon_{el}$	mm/m	elastische Dehnung
$\varepsilon_{pl}$	mm/m	plastische Dehnung
$\varepsilon_{\sigma}$	mm/m	lastabhängige Dehnung
$\varepsilon_{th}$	mm/m	thermische Dehnung
$\varepsilon_{tot}$	mm/m	Gesamtdehnung
$\varepsilon_{tr}$	mm/m	transiente Dehnung
$\varepsilon_{tr,ab}$	mm/m	transiente Dehnung während des Abkühlens
$f_{cu}$	N/mm <sup>2</sup>	einaxiale Würfeldruckfestigkeit
$f_{cb}$	N/mm <sup>2</sup>	biaxiale Würfeldruckfestigkeit, $\sigma_1 = \sigma_2$
$f_t$	N/mm <sup>2</sup>	einaxiale Zugfestigkeit
$G_f$	kN	Gewicht des feuchten Betons
$G_{tr}$	kN	Gewicht des bei 105 °C getrockneten Betons
$\theta$	°	Winkel in der deviatorischen Ebene
$\kappa$	1	Belastungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1$
m	1	Hydratationsgrad

Symbol	Dimension	Bedeutung
$\nu$	1	Querdehnzahl
$\xi$	1	Parameter des 5-Parameter-Modells
$\rho_1$	1	Parameter des 5-Parameter-Modells
$\rho_2$	1	Parameter des 5-Parameter-Modells
$r$	1	Positionsvektor
$r_1$	1	Positionsvektor bei $\theta = 0^\circ$
$r_2$	1	Positionsvektor bei $\theta = 60^\circ$
$r_f$	1	aktueller Positionsvektor
$R$	1	Relaxationszahl
$R_a$	1	Relaxationsverlust zum Zeitpunkt $t_a$
$R_A$	1	thermisch aktivierbarer Relaxationsverlust
$R_e$	1	zu erwartender Relaxationsverlust zum Zeitpunkt $t_e$
$R_m$	1	mittlerer Relaxationsverlust nach 40 Jahren
$R_o$	1	obere Grenze des Relaxationsverlustes
$R_u$	1	untere Grenze des Relaxationsverlustes
$\sigma$	$N/mm^2$	Normalspannung
$\sigma_0$	$N/mm^2$	Anfangsspannung
$\sigma_i$	$N/mm^2$	Anfangsspannung beim Relaxieren
$\sigma_1$	$N/mm^2$	Spannung in der Hauptbelastungsachse
$\sigma_2$	$N/mm^2$	Spannung in der zweiten Belastungsachse
$\sigma_3$	$N/mm^2$	Spannung in der dritten Belastungsachse
$\sigma_a$	$N/mm^2$	mittlere Oktaedernormalspannung
$\sigma_{av}$	$N/mm^2$	mittlere Oktaedernormalspannung, (Versuchsergebnis)
$\sigma_{ult}$	$N/mm^2$	Kurzzeitfestigkeit bei $20^\circ C$
$\tau_a$	$N/mm^2$	mittlere Oktaederschubspannung
$\tau_{alv}$	$N/mm^2$	mittlere Oktaederschubspannung ( $\theta = 0^\circ$ ), (Versuchsergebnis)
$\tau_{a2v}$	$N/mm^2$	mittlere Oktaederschubspannung ( $\theta = 60^\circ$ ), (Versuchsergebnis)
$\vartheta, T$	$^\circ C$	Temperatur
$\vartheta_o$	$^\circ C$	Temperatur am Ende der Aufheizung
$\vartheta_u$	$^\circ C$	Temperatur bei Beginn der Aufheizung
$\dot{\vartheta}, \dot{T}$	$K/min$	zeitliche Temperaturänderung
$t$	$h$	Zeit

Symbol	Dimension	Bedeutung
$u, h$	M.-%	Feuchtegehalt
$\dot{u}, \dot{h}$	M.-%/min	zeitliche Änderung des Feuchtegehalts
$u_m$	M.-%	mittlerer Feuchtegehalt
$\Phi$	1	Last- und feuchteabhängige Funktion
$\chi$	1	Vergrößerungsfunktion für nichtelastische Verformungen
$w$	1	Wasser-Zement-Wert
$w_\infty$	kg/m <sup>3</sup>	Gleichgewichtswassergehalt von Zementstein
$X$	1	Gelwassergehalt
$Y$	1	Kapillarwassergehalt
$\varphi$	1	relative Luftfeuchte
$Z$	kg/m <sup>3</sup>	Zementgehalt

## 0. Einleitung

Mit der Bestellung Nr.: 675.523.1001.08000.30/200 vom 01.07.1988 beauftragte die Firma Hochtemperatur-Reaktorbau GmbH, Mannheim, das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig mit der zusammenfassenden Aufbereitung und Analyse der im Rahmen der experimentellen Untersuchung im F + E-Vorhaben "Ergänzende Betonversuche" angefallenen Daten. Sie wurden bei den durchzuführenden Versuchen wie Hochtemperaturkriech-, E-Modul- und Dauerstandsversuche beispielsweise als Betonverformungen während des Aufheizens, der Haltezeit und des Abkühlens ständig registriert. Die Daten enthalten eine Fülle von Informationen über das instationäre Kriechen und das Kriechen bei stationären Temperaturen und ergeben u. a. auch Anschluß- und Vergleichswerte zu den Lausanner Kriechversuchen und zu Literaturwerten.

Die gemessenen Daten sollten ausgewertet und einer vergleichenden Betrachtung unterzogen werden. Dazu waren Meßwerte für die verschiedenen Versuchsphasen wie Aufheizung, Temperieren bei konstanter Temperatur und Abkühlung von den Drucker- bzw. Plotterschrieben oder von Disketten in einen Rechner zu übertragen und die jeweiligen Verformungsanteile

- thermische Ausdehnung,
- instationäres Kriechen,
- stationäres Kriechen,
- Verformung während der Abkühlung,
- elastische Verformungen

zu separieren. Anschließend waren die Verformungsanteile bei vergleichbaren Proben zu ermitteln und die Mittelwerte zwecks besserer Handhabung der Daten durch analytische Funktionen (z. B. cubische Splines oder Exponential-Splines) zu beschreiben. Daneben sollte eine Auswertung der angefallenen E-Modul- und Festigkeitsdaten und eine übergreifende Bewertung der Versuchsergebnisse durchgeführt werden.

Der Umfang der Untersuchungen ist im einzelnen im Angebot des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz -Di/Schr- vom 23.10.1987 festgelegt.

Der vorliegende Bericht enthält eine Zusammenstellung der bisher ermittelten Materialdaten und -kennwerten, die sich auf das mechanische Verhalten von Basaltbeton bei normalen und bei hohen Temperaturen beziehen. Sie sind zum überwiegenden Teil so aufbereitet worden, daß sie als Eingangsdaten für Rechenprogramme zur Analyse der Grenztragfähigkeit und für Sicherheitsanalysen einschließlich

hypothetischer Störfälle verwendet werden können. Dazu wurden bestimmte analytische Funktionen, die entsprechend dem tatsächlichen Materialverhalten temperatur-, feuchte-, und/oder belastungsabhängig angesetzt wurden, formuliert.

Im einzelnen enthält die Zusammenstellung Angaben zum elastischen Verhalten, der Festigkeit und dem Kriechen des HTR-Basaltbetons. Die Daten wurden zum überwiegenden Teil Meßprotokollen und verfügbaren Berichten über Untersuchungen der Hochtemperatureigenschaften des HTR-Betons entnommen. In einzelnen Fällen mußte jedoch auch auf in der Literatur veröffentlichten Daten vergleichbarer Betone zurückgegriffen werden. Die Angaben zur biaxialen Festigkeit des Basaltbetons entstammen zum Teil gesondert ausgeführten Versuchen.

## 1. Elastizitätsmodul

Im Rahmen der Untersuchungen zum mechanischen und thermischen Verhalten des HRB-Basaltbetons wurden die verschiedenen, reaktorspezifischen Einflüsse auf den Elastizitätsmodul ermittelt. In den einzelnen Forschungsvorhaben wurde stets die gleiche Betonzusammensetzung benutzt. Alle Proben wurden nach der Betonage bis zum Ausschalen nach einem Tag feucht gehalten und anschließend bis zum Versuchsbeginn unter Wasser gelagert. Sie waren zu Versuchsbeginn mindestens 90 Tage alt. Als Probekörper wurden Zylinder  $\varnothing$  80 mm,  $l = 240$  mm und  $\varnothing$  150 mm,  $l = 300$  mm /1.1 bis 1.5/ verwendet.

Bei den Untersuchungen wurden neben der Temperatur - jedoch immer in Verbindung mit ihr - die folgenden Parameter variiert :

- Belastungsalter
- Aufheizgeschwindigkeit
- Versiegelung (Feuchte)
- Belastungsgrad und
- Temperierungsdauer

Die E-Moduln wurden bei Raumtemperatur vor der Temperierung, dann häufig nach Erreichen der Prüftemperatur, und sofern möglich, auch nach dem anschließenden Abkühlen bei Raumtemperatur gemessen. Bei einigen Prüfungen wurde der Elastizitätsmodul ausschließlich nach dem Wiederabkühlen ermittelt. Bei der Prüfung der Betonzylinder mit dem kleineren Durchmesser ( $\varnothing$  80 mm) wurden die Proben i.a. dreimal bis etwa  $\beta_D/3$  be- und entlastet und der E-Modul als Sekantenmodul des dritten Belastungsastes bestimmt. Die Proben mit dem größeren Durchmesser wurden in der überwiegenden Anzahl gemäß DIN 1048 geprüft. Mit Vergleichsversuchen konnte nachgewiesen werden, daß die unterschiedlichen Probengrößen und die unterschiedlichen Prüfmethode keinen beobachtbaren Einfluß auf die gemessenen E-Modulwerte haben.

### 1.1 Abhängigkeit des E-Moduls vom Belastungsalter

Das Belastungsalter hatte bei den vorliegenden Versuchen keine Auswirkung auf die Größe des Elastizitätsmoduls. Dies gilt sowohl für das Bestimmen



des E-Moduls bei Prüftemperatur, als auch für den Rest-E-Modul nach vorangegangener Temperierung. Andere Forscher bestätigen diese Beobachtungen /1.6 bis 1.8/.

### 1.2 Abhängigkeit des E-Moduls von der Aufheizgeschwindigkeit

Für die Versuche zum Bestimmen der Hochtemperaturfestigkeit /1.5/ wurden die Aufheizgeschwindigkeiten  $\dot{\theta} = 5 \text{ K/h}$  und  $\dot{\theta} = 20 \text{ K/h}$  gewählt. Für die im Versuch bestimmten Werte der Elastizitätsmodule konnte keine Abhängigkeit im Rahmen der genannten Aufheizgeschwindigkeiten festgestellt werden.

### 1.3 Abhängigkeit des E-Moduls von der Feuchte

Der Einfluß der Feuchte wurde speziell bei den Dauertemperaturversuchen /1.1/ untersucht. Bei einer Versuchsreihe wurde mit versiegelten, bei einer anderen mit unversiegelten Proben experimentiert. In beiden Fällen waren die Probekörper während der Temperierung unbelastet. Im Versuch wurde mit  $\dot{\theta} = 5 \text{ K/h}$  bis zur jeweiligen Temperaturstufe aufgeheizt. Nach den Haltezeiten von 1, 7, 28, 90 und 360 Tagen auf der Temperatur wurden die Proben mit  $\dot{\theta} \leq 5 \text{ K/h}$  auf Raumtemperatur abgekühlt und anschließend geprüft.

In Bild 1.1 sind die Versuchsergebnisse zusammengestellt, die nach 7 tägiger Temperierung erhalten wurden. Die unversiegelt aufgeheizten Proben zeigten einen monotonen Abfall des Rest-E-Moduls mit der Temperatur. Der Wert lag für Proben, die bei 300 °C temperiert wurden, nurmehr bei 32,3 % des Ausgangswertes.

Der Rest-E-Modul der versiegelt aufgeheizten Probekörper liegt für 70 °C um 4,1 % über dem Vergleichswert bei 20 °C. Oberhalb von 70 °C fällt der E-Modul monoton bis auf 62,8 % bei 200 °C ab. Die an versiegelten Proben bestimmten Werte liegen deutlich oberhalb der Werte für unversiegelte Versuchskörper. Dieser Unterschied wird mit steigender Temperatur etwas geringer.

Bei unversiegelten Proben wird die starke Abnahme des Elastizitätsmoduls mit steigender Temperatur hauptsächlich durch das Schwinden beim Austrocknen des Zementsteins verursacht. Infolge des gleichzeitigen Ausdehnens der

Zuschläge entstehen in der Kontaktzone zwischen Feinmörtelmatrix und Zuschlagkorn Mikrorisse. Diese Risse führen zu einem Absinken der Steifigkeit. Das gleiche gilt für die versiegelt temperierten Proben. Da jedoch kein Austrocknen stattfindet, sind die auftretenden "Schwindverkürzungen" des Zementsteins geringer als bei unversiegelt temperierten Proben. Gleichzeitig wird Strukturvergrößerungen des Zementsteins, die zum Abfall des E-Moduls beitragen, durch hydrothermale Phasenneubildung entgegengewirkt /1.1/. Die gemachten Beobachtungen stimmen auch mit anderen Veröffentlichungen /1.6/ überein.

Die im Folgenden diskutierten Versuche sind zum überwiegenden Teil sowohl mit versiegelten, als auch mit unversiegelten Proben durchgeführt worden. Dadurch wurde die simultane Einwirkung erhöhter Temperaturen, mechanischer Belastung und Feuchtigkeit untersucht. Die entsprechenden Ergebnisse wurden in den anschließenden Kapiteln jeweils unter den Hauptversuchsparametern, z. B. Höhe der mechanischen Belastung während der Temperierung, Temperatur, Temperierungsdauer etc. diskutiert.

#### 1.4 Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Temperatur

Der Einfluß der Temperatur auf den E-Modul wurde bis maximal 600 °C untersucht, jedoch im Temperaturbereich 300 °C - 600 °C nur mit unversiegelten Betonproben. Bei den Versuchen im Temperaturbereich 400 °C - 600 °C wurden zylindrische Proben  $\varnothing$  80 mm,  $l = 240$  mm verwendet, bis 300 °C Zylinder  $\varnothing$  150 mm,  $l = 300$  mm. Die Proben wurden unter einer mechanischen Belastung von  $15 \text{ N/mm}^2$  aufgeheizt. Nach Erreichen der Prüftemperatur wurde der E-Modul jeweils durch dreimaliges Be- und Entlasten bestimmt. Die Oberspannung lag bei  $\beta_D/3$ . Der E-Modul wurde als Sekantenmodul des dritten Belastungsastes bestimmt /1.4, 1.5/.

Die sehr große Nichtlinearität der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie bei höheren Temperaturen macht den Wert des E-Moduls sehr stark von der gewählten Ober- bzw. Unterspannung abhängig (Bild 1.2) /1.3/. Dies kann bei unkritischer Übernahme der E-Moduln in Berechnungen dazu führen, daß bei niedrigen Spannungsniveaus und hohen Temperaturen die tatsächlich auftretenden Verformungen unterschätzt werden, insbesondere dann, wenn der entsprechende Querschnitt während des Aufheizens nicht mechanisch belastet ist.

Der Elastizitätsmodul belasteter Proben (Bild 1.3) fällt zunächst bis 120 °C auf 76,3 % des Wertes bei 20 °C ab (vgl. auch Kap. 1.5) und verändert sich danach bis 300 °C nur unwesentlich. Oberhalb von 300 °C findet erneut ein Abfall des E-Moduls bis auf 50,7 % bei 600 °C statt.

Unbelastet aufgeheizte Proben weisen bereits bei 120 °C einen um 12,1 % niedrigeren Elastizitätsmodul auf als belastete Proben (Bild 1.3). Dieser Abfall setzt sich - abweichend vom Verhalten belasteter Proben - bis 300 °C fort. Der bei dieser Temperatur bestimmte Wert liegt nurmehr bei 39,3 % des Ausgangsmoduls und 35,3 % unter dem der belasteten Proben.

Vergleicht man die bei Prüftemperatur bestimmten Elastizitätsmoduln mit denen, die nach vorangegangener Temperierung und anschließendem Abkühlen bei Raumtemperatur bestimmt wurden (Bild 1.4), so fällt auf, daß die nach unterschiedlicher Temperierung ermittelten E-Modulwerte unbelasteter Proben im Rahmen üblicher Streuungen übereinstimmen.

Für belastet aufgeheizte Proben weichen die Werte stark voneinander ab. Eine einheitliche Tendenz kann aufgrund der wenigen untersuchten Temperaturstufen nicht angegeben werden.

### 1.5 Einfluß des Belastungsgrades auf den E-Modul

Während des Aufheizens und Temperierens vorhandene mechanische Belastungen bestimmen die Größe des Elastizitätsmoduls bei einer gegebenen Temperatur entscheidend mit, wie die bereits in den vorangegangenen Kapiteln diskutierten Bilder 1.2 bis 1.4 gezeigt haben. Belastet temperierte Proben haben immer einen höheren E-Modul als unbelastete Proben!

Zur Veranschaulichung sind in Bild 1.5 die temperaturabhängigen E-Modulverläufe eines dem Basaltbeton vergleichbaren hochfesten Betons dargestellt /1.9/. Die E-Moduln wurden auf drei verschiedene Arten ermittelt. Kurve 1 gibt die E-Moduln wieder, die im Warmkriechversuch kontinuierlich durch zyklisches Be- und Entlasten der Proben zwischen 10 % und 30 % der Bruchlast bzw.  $\sigma_2 = 9,1 \dots 27,3 \text{ N/mm}^2$  bestimmt wurden. Kurve 2 repräsentiert Werte, die bei zyklischen Belastungen zwischen 0,2 % und 20 % bzw.  $\sigma_1 = 0,2 \dots 18,2 \text{ N/mm}^2$  ermittelt wurden. Die Werte der Kurve 3 entstammen einem sog. stationären Versuch (Aufheizen ohne Last, 2 h halten nach Errei-

chen der Versuchstemperatur, Bestimmung des E-Moduls durch dreimaliges Be- und Entlasten bei konstanter Versuchstemperatur). Die E-Moduln verhalten sich bei einzelnen Versuchstemperaturen sogar wie 1 : 5.

In /1.10/ wurde der Einfluß des Belastungsniveaus auf den Hochtemperatur-E-Modul speziell untersucht. Dazu wurden zylindrische Proben ( $\emptyset = 8$  cm,  $l = 30$  cm) aus einem portlandzementgebundenen Kiesbeton mit 2 K/min unter einer Belastung von jeweils 0, 10, 20, 30, 40, 50 und 60 % auf verschiedene Temperaturen aufgeheizt und ihr E-Modul bei dreimaligem Be- und Entlasten gemessen. Die erzielten Ergebnisse sind in Bild 1.6 zusammenfassend dargestellt.

Im Temperaturbereich von 20 °C bis 350 °C ist die Zunahme des E-Moduls jeweils im unteren Belastungsbereich am größten (unbelastete  $\leftrightarrow$  mit 10 % belastete Proben), während bei mittleren Belastungsniveaus nur eine sehr geringe weitere Zunahme des E-Moduls auftritt. Bei sehr hohen Belastungsniveaus fällt der E-Modul wieder leicht ab. Im Temperaturbereich von 450 °C bis 750 °C ist der Unterschied im E-Modul zwischen belasteten Proben und unbelasteten Proben noch gravierender. So steigt der E-Modul der auf 750 °C aufgeheizten Proben bei einem Belastungsgrad von  $P = 20$  % auf den 4-fachen Wert der unbelastet auf 700 °C aufgeheizten Probe.

Auffallend ist bei den thermisch höher belasteten Proben (Temperaturbereich 450 - 750 °C), daß der E-Modul im Belastungsbereich 10 % bis 20 % noch einmal kräftig ansteigt. Bei relativ hohen Belastungsgraden fällt jedoch auch hier, wie im Temperaturbereich 150 °C bis 350 °C, der E-Modul wieder ab.

Der Verlauf des nach dem Wiederabkühlen in Abhängigkeit vom Belastungsgrad gemessenen E-Moduls unterscheidet sich im Temperaturbereich 150 °C bis 200 °C nur geringfügig von den im Heißen gemessenen Werten (vgl. /1.10/). Ab 350 °C liegen die nach dem Wiedererkalten gemessenen E-Modulwerte deutlich unter den im Heißen gemessenen Werten. Der tendenzielle Verlauf der Kurven bleibt auch nach Wiedererkalten erhalten; d. h. bei niedrigen Belastungsgraden starker Anstieg des E-Moduls mit dem Belastungsgrad, im mittleren Belastungsbereich Konstanz des E-Moduls, bei höheren Belastungsgraden Abnahme des E-Moduls mit zunehmendem Belastungsgrad,

In der Tendenz folgen die mit Basaltbeton erzielten Versuchsergebnisse (vgl. die folgenden Bilder 1.7 und 1.8) weitgehend den Versuchsergebnissen, die mit portlandzementgebundenem Kiesbeton /1.10/ und hochfestem Beton /1.9, 1.1/ erzielt wurden. Beim Vergleich der Ergebnisse ist jedoch zu beachten, daß es sich bei den in den Bildern 1.7 und 1.8 angegebenen Werten um die bei den Hochtemperaturkriechversuchen bzw. bei den Dauerstandversuchen nach Wiederabkühlung gemessenen E-Moduln handelt, während in den Bildern 1.5 und 1.6 die Hochtemperatur-E-Module wiedergegeben werden.

#### 1.6 Abhängigkeit des E-Moduls von der Temperierungsdauer

Die Dauer der Temperierung hat auf den E-Modul unversiegelter, unbelasteter Proben (Bild 1.9) einen deutlichen Einfluß. Der Elastizitätsmodul sinkt im untersuchten Temperaturbereich (70 °C, 120 °C, 200 °C und 300 °C) während des ersten Tages der Temperierung stark ab. Der Verlauf der weiteren Reduzierung des E-Moduls wird stark von der Entwässerungsgeschwindigkeit und diese wiederum vom vorhandenen Temperaturniveau bestimmt: Proben, die auf 200 °C bzw. 300 °C aufgeheizt sind, verlieren das bei diesen Temperaturen verdampfbare Wasser größtenteils innerhalb eines Tages. Deshalb sinkt der E-Modul während der weiteren Tage kaum noch ab. Bei 70 °C und 120 °C verläuft die Entwässerung langsamer; entsprechendes gilt für die Abnahme des E-Moduls.

Das Verhalten versiegelter, unbelasteter Proben weicht von dem Verhalten unversiegelter Versuchskörper deutlich ab (Bild 1.9). Auf 70 °C temperierte Proben erfahren zunächst eine geringe Reduktion des E-Moduls nach einem Tag. Nach 7 Tagen ist dieser Abfall überkompensiert worden. Der gemessene Wert liegt 4 % über dem Ausgangswert. Danach erfolgt ein neuerlicher Abfall bis auf einen Grenzwert von 93 % des ursprünglichen E-Moduls. Der Effekt der Kompensation des anfänglichen Verlusts im E-Modul ist auch bei 120 °C und 200 °C festzustellen. Die bei 120 °C temperierten Proben übertreffen nach einjähriger Lagerung den Ausgangswert um 11 %. Die Lagerung bei 200 °C hat dagegen nur eine geringe Auswirkung. Der anfängliche Abfall auf 66 % nach einem Tag wird nach 28 Tagen auf 71 % reduziert. Die wiedergewonnene Steifigkeit kann durch hydrothermale Reaktionen erklärt werden, die im versiegelten Probekörper ablaufen können.

Unversiegelte Proben, die belastet aufgeheizt wurden, werden mit steigender Temperierungshöhe zunehmend länger beeinflusst: Die Elastizitätsmoduln erreichen bei 70 °C bereits nach einem Tag ihren Endwert; bei Proben, die bei 95 °C gelagert wurden, ist dies nach 28 Tagen und bei denen die bei 120 °C gelagert wurden, nach 56 Tagen der Fall. Der beobachtete Effekt ist jedoch sehr gering (Bild 1.10).

### 1.7 Abhängigkeit des E-Moduls von der Betonfeuchte

In den vorangegangenen Kapiteln wurde gezeigt, daß die Betonfeuchte einen erheblichen Einfluß auf die Temperaturabhängigkeit des E-Moduls besitzt. Für die analytische Beschreibung der Abhängigkeiten des E-Moduls von den verschiedenen Parametern ist es deshalb erforderlich, die Feuchteverhältnisse im Beton des Reaktors kurz darzustellen.

Entsprechend dem Mischungsaufbau (vgl. Tabelle 1.1) und dem Eigenwassergehalt des Basaltzuschlages (vgl. /1.13/) errechnet sich der Gesamtwassergehalt des HRB-Basaltbetons zu 198,5 l/m<sup>3</sup> Beton.

Bei dieser Berechnung wurde vorausgesetzt, daß der Betonverflüssiger einen Wasseranteil von 80 % besitzt und der Retarder wenigstens einen Wassergehalt von 50 % aufweist. Außerdem hat die Analyse der in /1.1/ angegebenen Versuchsdaten ergeben, daß die Betonprobekörper im Verlauf ihrer Wasserlagerung über 90 Tage durchschnittlich 30 l Wasser pro m<sup>3</sup> Beton aufnehmen, so daß bei den versiegelt und unversiegelt geprüften Betonproben, die ebenfalls wenigstens 90 Tage unter Wasser lagerten, von einem Gesamtwassergehalt von 228,5 l auszugehen ist. Für den Beton des Bauwerks ist entsprechend der Tabelle 1.1 nur mit einem Gesamtwassergehalt von 198,5 l zu rechnen, da dem Beton von außen kein weiteres Wasser zugeführt wird.

Die beiden unterschiedlichen Gesamtwassergehalte sind in Bild 1.11 mit einer waagerechten, durchgezogenen Linie (Wassergehalt von Betonproben, die mit Wasserüberschuß versiegelt wurden) und durch eine gestrichelte Linie (Wassergehalt des Massenbetons eines Bauwerks) dargestellt. Die in Bild

Tabelle 1.1: Berechnung des Gesamtwassergehaltes des HTR-Basaltbetons

Baustoffe	Gehalt pro 1 m <sup>3</sup> Beton
HOZ 45 L (Hoesch)	390 kg
EFA-Füller	60 kg
Sand 0 - 2 mm	556,2 kg
Splitt 8 - 16 mm	927 kg
Kies 2 - 8 mm	370 kg
Wasser	176 l
Sikament BV*	4,68 l
Plastiment VZ**	0,78 l
Zugabewasser	180 l
Wasser aus dem Basaltzuschlag***	18,5 l
Gesamtwasser	198,5 l
Wasseraufnahme während der Wasserlagerung	30,0 l
Gesamtwassergehalt von wassergelagerten Proben	228,5 l

\* Angenommener Feststoffgehalt 20 %

\*\* Angenommener Feststoffgehalt 50 %

\*\*\* Glühverlust bei 1000 °C

*Summe = 2,37666*

*Summe = 2,54466*

1.11 eingetragenen Meßwerte (Kreuze), stammen aus den Dauerstandversuchen mit unversiegelten, zylindrischen Proben ( $\emptyset$  15 cm, L = 30 cm), die 365 Tage bei 70 bzw. 120 °C sowie 28 Tage bei 200 °C und 7 Tage bei 300 °C temperiert wurden. Es handelt sich also bei den Meßwerten um Gleichgewichts-Feuchtigkeitsgehalte bei den entsprechenden Temperaturen und trockener Luft. Zu den Meßwerten wurde noch die Eigenfeuchtigkeit des Basaltzuschlages addiert, deren Abhängigkeit von der Temperatur ebenfalls in Bild 1.11 dargestellt ist. Der Gesamtwassergehalt für Temperaturen oberhalb 300 °C wurde aus Versuchsdaten (vgl. /1.13/ bis /1.19/) unter Berücksichtigung der Verhältnisse des HTR-Basaltbetons errechnet.

Zusätzlich eingetragen in Bild 1.11 sind die 95 % r. F.-Isopsychre nach Bundesmann /1.17/ sowie die 97 % r. F.-Isopsychre nach Hundt und Kantelberg /1.19/. Die Isopsychren erfassen den Temperaturbereich bis 70 °C /1.19/ bzw. 95 °C /1.17/. Für Temperaturen bis 250 °C lassen sich Versuchswerte von Manns /1.14/ heranziehen.

Nach Versuchsdaten von Hilsdorf und Mitarbeitern /1.16/ finden hydrothermale Reaktionen auch dann noch statt, wenn der Ausgangsfeuchtegehalt des Betons auf ein Viertel reduziert worden ist. Dies betrifft den Temperaturbereich von 100 °C bis etwa 250 °C. Da hydrothermale Reaktionen nur bei Sättigungsfeuchte ablaufen können, ist davon auszugehen, daß die tatsächliche relative Betonfeuchte selbst bei den angegebenen niedrigen Gesamtwassergehalten noch bei etwa 100 % liegt. Die nach den Versuchsdaten von Hilsdorf errechnete und in Bild 1.11 angegebene Kurve kann daher quasi als unterer Grenzwert einer 99,9 % r. F. -Isopsychre aufgefaßt werden.

Im Bild 1.12 sind aus Übersichtsgründen nochmals die aus den verschiedenen Versuchen abgeschätzten Isopsychren für eine r. F. von 97 % und für eine r. F. von rd. 0 % angegeben. Die Isopsychre für eine r. F. von rd. 0 % gibt den Wassergehalt freiaustrocknender Proben wieder, die Isopsychre für eine r. F. von 97 % stellt gewissermaßen den Grenzwert des Wassergehaltes dar, bei dem gerade noch hydrothermale Reaktionen vollständig ablaufen können. Die Isopsychre ist bis zu Temperaturen von 850 °C dargestellt, aufgrund von Versuchserfahrungen ist jedoch davon auszugehen, daß wegen des hohen Wasserdampfdruckes ab etwa 300 °C der freiwerdende Wasserdampf in kältere Betonbereiche transportiert wird und dort kondensiert. Infolgedessen trocknen die Betonbereiche mit Temperaturen oberhalb 300 °C vollständig aus.

Im Temperaturbereich bis 105 °C hängt die Gleichgewichtsfeuchte, die sich im Beton einstellt, sehr stark von der Umgebungsfeuchte ab. Grenzt der Beton beispielsweise an Luft von 20 °C und etwa 65 % r. F., so ist nach Budelmann /1.17/ (siehe auch nachfolgende Gleichung 1.1) mit dem in Bild 1.12 gepunktet dargestellten Verlauf des Wassergehaltes zu rechnen.

$$W_{\infty}(\vartheta, \text{r.F.}) = 0,25 \text{ m Z} + \sqrt{\frac{105 - \vartheta}{65}} [0,21 \text{ m Z X} + (w - 0,40 \text{ m}) \text{ Z Y}] \quad (1.1)$$

mit:

- $W_{\infty}$  = Gleichgewichtswassergehalt von Zementstein
- $m$  = Hydratationsgrade (angenommen:  $m = 0,74$ )
- $Z$  = Zementgehalt
- $X, Y$  = Gel- und Kapillarwassergehalt nach Bild 1.13
- $w$  = Wasserzementwert



Im Temperaturbereich oberhalb von 105 °C wird das sog. chemisch gebundene Wasser ausgetrieben. Auch in diesem Bereich wird der Feuchte- bzw. Wassergehalt von der Umgebungsfeuchte mitbestimmt. Die Menge des physikalisch gebundenen Wassers bei Umgebungsfeuchten zwischen 0 und 97 % r. F. ist im Vergleich zum Gesamtwassergehalt relativ gering. Im Mittel ändert sich beim Übergang von fast wassergesättigter auf trockene Umgebung die Gesamtwassermenge nur um 8 - 10 l pro 1 m<sup>3</sup> Beton.

Bei Temperaturen unter 105 °C kann das physikalisch gebundene Wasser die Menge des chemisch gebundenen Wassers zum Teil erheblich überschreiten. Für die Abhängigkeit zwischen physikalisch gebundener Wassermenge und Umgebungsfeuchte findet man in der Literatur verschiedene Ansätze. Der Feuchtigkeitsgehalt kann beispielsweise nach der folgenden von Budelmann /1.17/ angegebenen Gleichung berechnet werden.

$$u_m = \frac{0,21 \text{ m X} + (w - 0,40 \text{ m}) Y}{1 + 0,25 \text{ m}} \sqrt{\frac{105 - \vartheta}{65}} \quad (1.2)$$

mit

m = Hydratationsgrad

u<sub>m</sub> = mittlerer Feuchtegehalt

$$u_m = \frac{G_f - G_{tr}}{G_{tr}} \cdot 100 \text{ [M.-%]} \quad (1.3)$$

G<sub>f</sub> = Gewicht des feuchten Betons

G<sub>tr</sub> = Gewicht des bei 105 °C getrockneten Betons

Wie im Kapitel 1.3 gezeigt wurde, hängt der Verlauf des Elastizitätsmoduls sehr stark von den Feuchteverhältnissen während der Temperierung ab. Wird die Temperierung beispielsweise unter versiegelten Feuchtebedingungen gestartet, so fällt der Elastizitätsmodul bedeutend geringer aus als beim Beginn der Temperierung unter unversiegelten Bedingungen. Um den Elastizitätsmodul möglichst realistisch zu beschreiben, muß man also von den tatsächlich im Reaktor vorherrschenden Feuchte- und Temperaturverhältnissen ausgehen. Zur Illustration sind die Feuchte- und Temperaturverhältnisse nach verschiedenen Zeiträumen 1 - 4 in Bild 1.14 schematisch über der Wanddicke dargestellt. Man muß drei verschiedene Bereiche unterscheiden:

- Im Bereich 1 wird der Beton infolge der dort bei verschiedenen Betriebsbedingungen vorherrschenden erhöhten Temperaturen zunehmend entfeuchtet. Die thermische Belastung des Betons startet unter versiegelten Bedingungen.
- Im Bereich 2, dessen Ausdehnung sich mit der Temperierungsdauer und Höhe der thermischen Belastung verschiebt, herrschen immer versiegelte Bedingungen vor.
- Im Bereich 3 kann das Betonwasser frei nach außen abgeführt werden. Die Temperierung erfolgt hier praktisch unter unversiegelten Bedingungen.

### 1.8 Funktionelle Beschreibung

In Bild 1.15 ist eine Zusammenfassung der in den vorangegangenen Kapiteln diskutierten E-Modul-Werte gegeben, wie sie für den Bereich 1 in Abhängigkeit von der Temperatur zu erwarten sind. Mit sog. versiegelten Bedingungen, d. h. mit Umgebungsfeuchten nahe der Sättigungsfeuchte ist ungefähr bis 250 - 300 °C zu rechnen. Oberhalb von 250 °C ist der Sättigungsdampfdruck so hoch, daß sich der Zustand selbst im Inneren einer solch massiven Konstruktion nicht aufrechterhalten läßt. Es ist daher davon auszugehen, daß der Beton bei Temperaturen oberhalb von 250 - 300 °C vollständig entwässert (unversiegelte Bedingungen).

Aus den Ergebnissen, die in /1.4/ dargestellt sind, ist bekannt, daß die Betoneigenschaften nach Temperaturerhöhungen von ca. 80 - 100 °C ihre Abhängigkeiten von der thermisch-hygrischen Vorgeschichte verlieren, so daß für den E-Modul-Verlauf oberhalb von etwa 300 °C die gleichen Verhältnisse zu erwarten sind, wie bei völlig unversiegelt aufgeheiztem Beton.

Für den Bereich 2 ist mit den gleichen Abhängigkeiten des Elastizitätsmoduls von der Temperatur und der Feuchte zu rechnen, wie für den Bereich 1. Der Verlauf des Elastizitätsmoduls wird in den Bereichen 1 und 2 sowohl von der Temperatur als auch von der vorhandenen Belastung bestimmt. Entsprechend muß die Rechenfunktion des E-Moduls bei "versiegelten" Ausgangsbedingungen aus 2 Termen zusammengesetzt werden:

$$E_{\text{versiegelt}}(\vartheta, \alpha) = E(\vartheta) + \Delta E(\vartheta, \alpha) \quad (1.4)$$

Darin stellt  $E(\vartheta)$  (durchgezogene Linie in Bild 1.15) den Verlauf des an versiegelten, unbelasteten Proben bestimmten E-Moduls im Temperaturbereich  $20\text{ °C} \leq \vartheta < 300\text{ °C}$  dar:

$$E(\vartheta) = E(20\text{ °C}) \cdot [1 + 3,72 \cdot 10^{-3} (\vartheta - 20) - 4,96 \cdot 10^{-5} (\vartheta - 20)^2 + 1,02 \cdot 10^{-7} (\vartheta - 20)^3] \quad (1.5)$$

Eine gleichzeitig vorhandene Belastung wird, wie beschrieben, additiv durch den Belastungsterm  $\Delta E(\vartheta, \alpha)$  im Temperaturbereich  $20\text{ °C} \leq \vartheta < 300\text{ °C}$  berücksichtigt:

$$\Delta E(\vartheta, \alpha) = a \cdot [E(20\text{ °C}) \cdot (-0,011 (\vartheta - 20) \cdot e^{(-1,92 \cdot 10^{-3} (\vartheta - 20))} - 7,15 \cdot 10^{-3} (\vartheta - 20))] \quad (1.6)$$

$$\begin{aligned} \text{mit } a &= 1,71 \cdot \sqrt[3]{\alpha} & \text{für } 0 \leq \alpha \leq 0,2 \\ a &= 1 & \text{für } \alpha > 0,2 \end{aligned}$$

mit  $\alpha$  = Belastungsgrad

Oberhalb von  $300\text{ °C}$  gelten die nachfolgend aufgeführten E-Modulfunktionen der unversiegelt aufgeheizten Proben.

Im Außenbereich wird sich eine Abhängigkeit des E-Moduls von der Temperatur einstellen, wie sie in Bild 1.16 dargestellt ist. Auch dieses Bild enthält in zusammenfassender Darstellung die E-Modul-Werte, die in den vorangegangenen Kapiteln näher erläutert worden sind.

Unter diesen unversiegelten Bedingungen wird der Elastizitätsmodul von der Temperatur, der vorhandenen Belastung und dem Grad der Entfeuchtung bestimmt. Die Rechenfunktion des E-Moduls setzt sich entsprechend aus drei Termen zusammen:

$$E_{\text{unversiegelt}}(\vartheta, u, \alpha) = E(\vartheta) - \Delta E(\vartheta, u) + \Delta E(\vartheta, \alpha) \quad (1.7)$$

Die doppelt durchgezogene Linie in Bild 1.16 stellt in Abhängigkeit von der Mitteltemperatur der Proben den E-Modul-Verlauf von unversiegelt und unbelastet aufgeheiztem Beton dar ( $E(\vartheta)$ ), wie er nach Beenden der Temperierung gemessen wurde. Während des Aufrechterhaltens der Temperatur über einen längeren Zeitraum nehmen die E-Modulwerte um einen geringen Betrag

ab; dies wird dem Entfeuchten bei festgehaltener Temperatur zugeschrieben. Dieser E-Modul-Abfall wird als Funktion der Entfeuchtung ( $\Delta E(\vartheta, u)$ ) berücksichtigt. In Bild 1.16 beschreibt die gestrichelte Linie die daraus resultierende untere Grenze des an vollständig entfeuchteten, unbelasteten Proben bestimmten E-Moduls.

Durch eine mechanische Belastung des Betons kommt es zu einem deutlich geringeren Abfall des E-Moduls bei der Temperierung. Zu den E-Modul-Werten von unversiegelt und unbelastet aufgeheiztem Beton wird eine von der Belastung und Temperatur abhängige Funktion  $\Delta E(\vartheta, \alpha)$  addiert, um diese Einflüsse zu berücksichtigen. Man erhält dann als oberen Grenzwert des E-Modul-Verlaufs den in Bild 1.16 angegebenen, durch eine punktierte Linie beschriebenen Verlauf.

Die drei genannten Terme werden durch folgende Funktionen im Temperaturbereich  $20\text{ °C} \leq \vartheta < 600\text{ °C}$  beschrieben:

E-Modul der unversiegelten, unbelasteten Proben

$$E(\vartheta) = E(20\text{ °C}) \cdot (0,09 + 0,303 \cdot 0,058 \cdot \sqrt{\vartheta - 20}) \quad (1.8)$$

Einfluß der Feuchte auf unversiegelte Proben

$$\Delta E(\vartheta, u) = F \cdot \left[ \frac{E(20\text{ °C}) \cdot 1,094 \cdot (\vartheta - 20)}{0,049 \cdot (\vartheta - 20)^2 + 0,679 \cdot (\vartheta - 20) + 335,7} \right] \quad (1.9)$$

mit  $F = 1,053 \cdot u$  für  $0 \leq u \leq 0,95$

$F = 1$  für  $0,95 < u \leq 1$

mit  $u = \text{Feuchte}$

Einfluß der Belastung auf unversiegelte Proben:

$$\Delta E(\vartheta, \alpha) = a \cdot [10^{-3} (\vartheta - 20) \cdot e^{-3,14 \cdot 10^{-3} \cdot (\vartheta - 20)}] \quad (1.10)$$

mit  $a = 1,71 \cdot \sqrt[3]{\alpha}$  für  $0 \leq \alpha \leq 0,2$

$a = 1$  für  $\alpha > 0,2$

mit  $\alpha = \text{Belastungsgrad}$

## 1.9 Literatur

- /1.1/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Dauertemperaturversuche, Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.
- /1.2/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Dauerstandversuche, Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.
- /1.3/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - E-Modulversuche, Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.
- /1.4/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturkriechversuche, Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Juni 1986.
- /1.5/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturfestigkeitsversuche, Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Januar 1989.
- /1.6/ Eibl, J.; Waubke, N.V.; Klingsch, W.; Schneider, U.; Rieche, G.: Studie zur Erfassung spezieller Betoneigenschaften im Reaktor-druckbehälterbau, Heft 237 DAfStb, Berlin 1974.
- /1.7/ Schneider, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen, Heft 337 DAfStb, Berlin 1982.
- /1.8/ Lankard, D.R.; Birkimer, D.L.; Fondriest, F.F.; Snyder, M.J.: Effects of moisture content on the structural properties of portland cement concrete exposed to temperature up to 500F (260°C), ACI SP 25-3, Detroit, 1971.

- /1.9/ Diederichs, U.; Jumppanen, U.-M.; Penttala, V.: Material properties of High Strength Concrete at Elevated Temperatures, Proceedings of the 13th IABSE Congress, Helsinki, June 6-10, 1988, p. 489 - 494
- /1.10/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht des Teilprojekt B3 des Sonderforschungsbereichs 148 für den Förderungszeitraum 1979 - 1983, TU Braunschweig, Mai 1983.
- /1.11/ Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.; Schneider, U.; Wydra, W.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht des Teilprojekt B3 des Sonderforschungsbereichs 148 für den Förderungszeitraum 1984 - 1986, TU Braunschweig, Juli 1987.
- /1.12/ Schneider, U.; Nägele, E.; Brandau, A.: Dauerstandsversuche und E-Modul-Versuche unter versiegelten Bedingungen. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Fachbereich Bauingenieurwesen, Fachgebiet Baustoffkunde der Gesamthochschule Kassel, September 1986.
- /1.13/ Kordina, K.; Schneider, U.: Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit des "Konstruktionsbetons 2.3" für den SNR-Kalker. Untersuchungsbericht Nr. 76/11 534 -Schu/Schr- des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig, Dezember 1976.
- /1.14/ Manns, W.; Neubert, B.: Wassergehalt von Beton bei Temperaturen von 100 °C bis 500 °C im Bereich des Wasserdampfpartialdruckes von 0 bis 5,0 MPa. Forschungsbericht der Abtlg I - Baustoffe der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (Otto Graf Institut), Stuttgart, März 1988.
- /1.15/ Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.; Schneider, U.: Experimentelle Untersuchung von Transportvorgängen und Porenstrukturen im Beton im Bereich der Verdampfung des Porenwassers (Phasenübergang). Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, August 1984.

- /1.16/ Seeberger, J.; Kropp, J.; Hilsdorf, H. U.: Festigkeitsverhalten und Strukturänderungen von Beton bei Temperaturbeanspruchung bis 250 °C. DAfStb, Heft 360, Berlin 1985.
- /1.17/ Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperatur auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.
- /1.18/ Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.
- /1.19/ Hundt, J.; Kantelberg, H.: Sorptionsuntersuchungen an Zementstein, Zementmörtel und Beton. DAfStb, Heft 297, Berlin 1978.

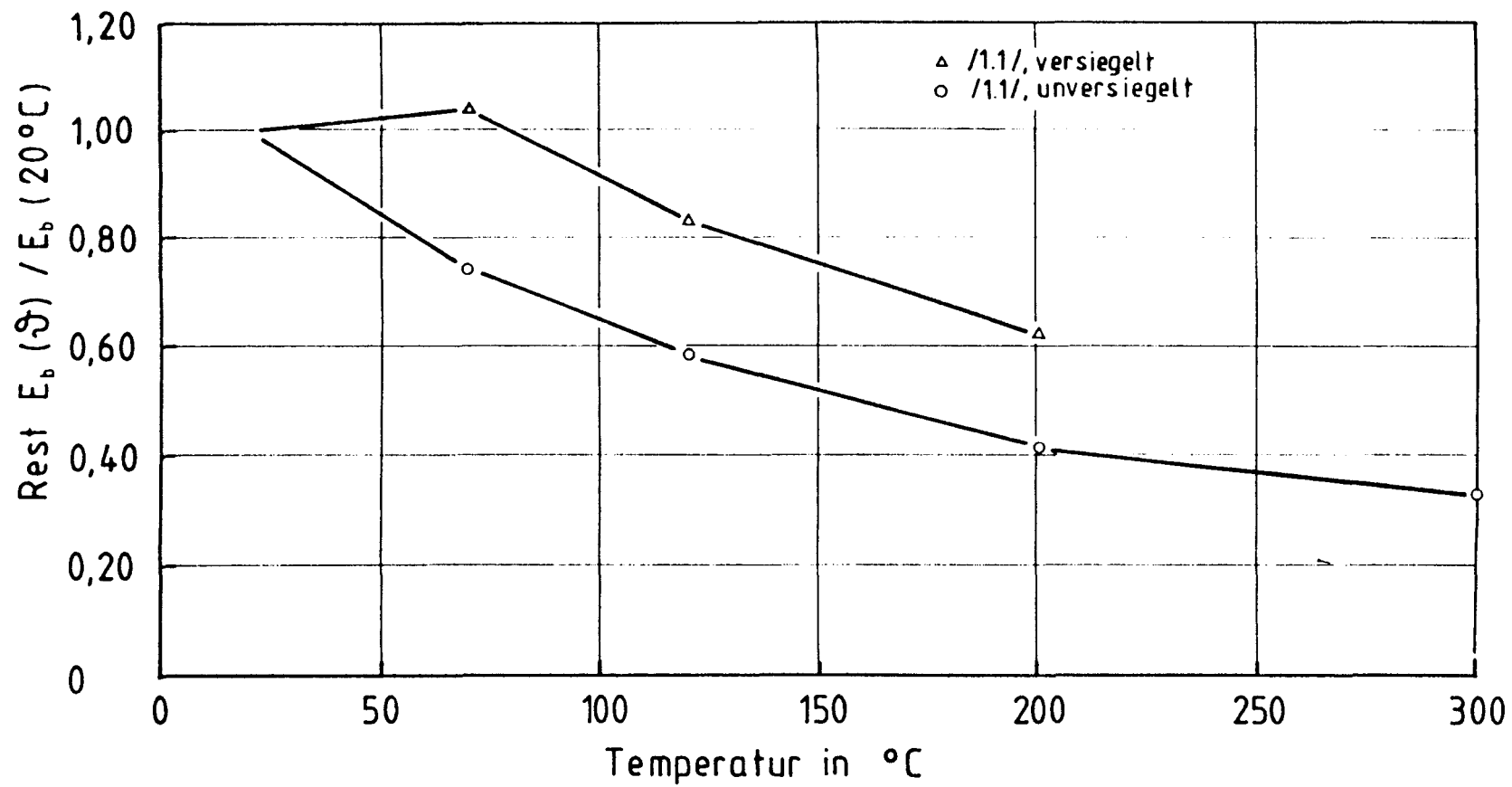


Bild 1.1: Einfluß der Versiegelungsart auf den Rest-E-Modul unbelasteter HRB-Basaltbetonproben



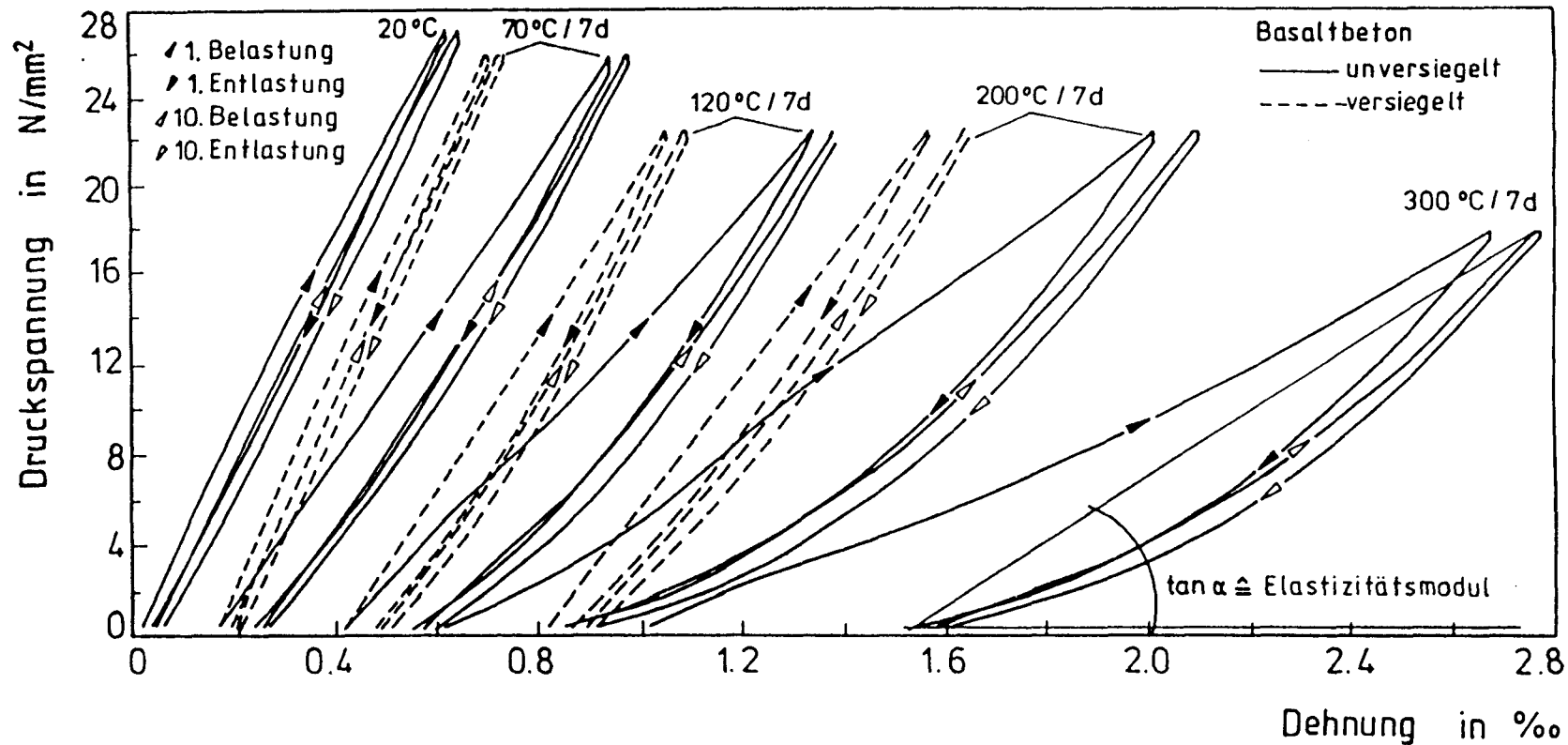


Bild 1.2:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Verläufe von versiegelten und unversiegelten Basaltbetonproben, die einer siebentägigen Dauertemperaturbeanspruchung unterworfen waren

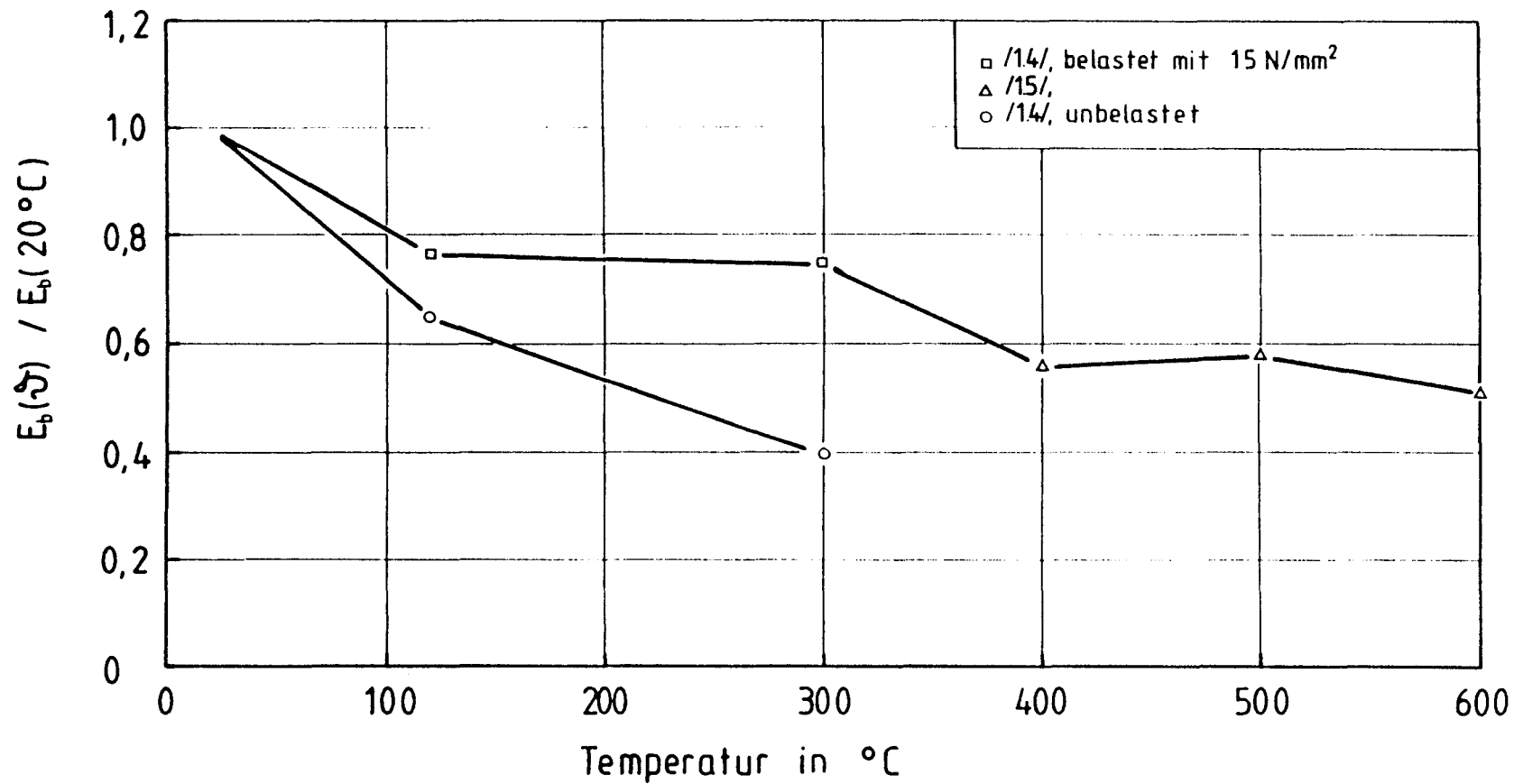


Bild 1.3: Einfluß der Temperatur auf den Elastizitätsmodul von unversiegeltem HRB-Basaltbeton

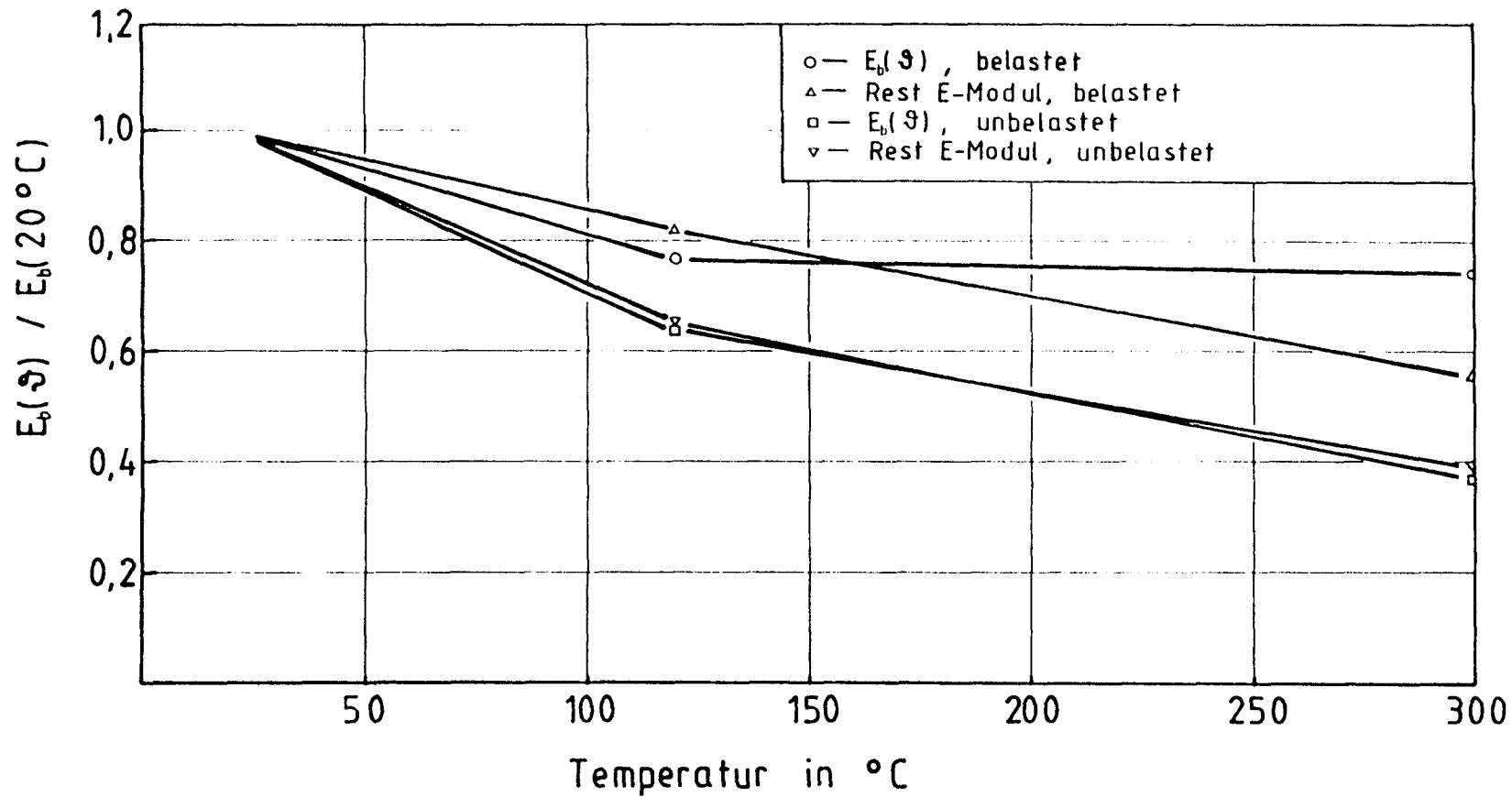


Bild 1.4: Vergleich der bei Prüftemperatur gemessenen Elastizitätsmoduln mit den Rest-E-Moduln

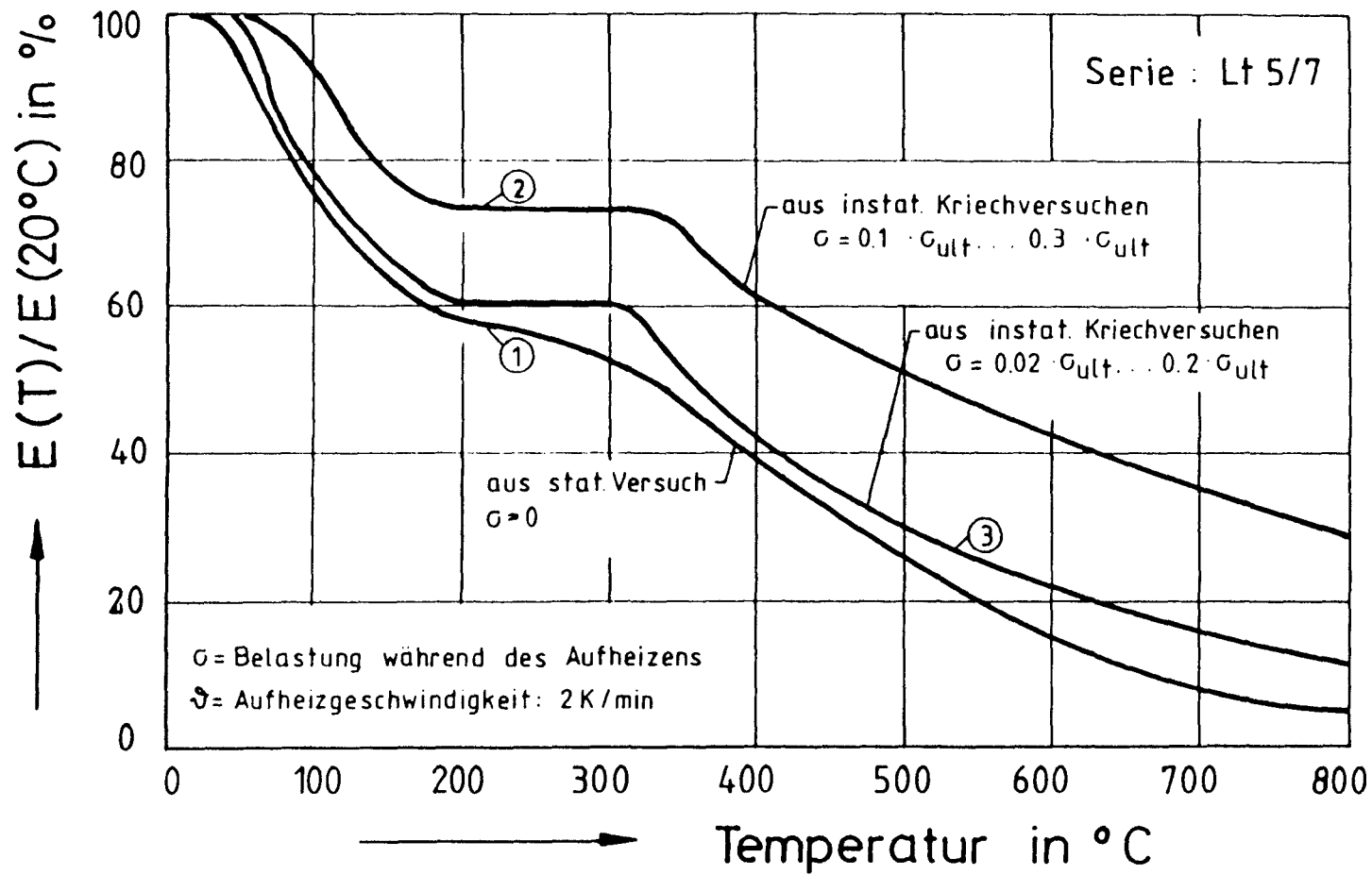


Bild 1.5: Gegenüberstellung unterschiedlich bestimmter E-Module.

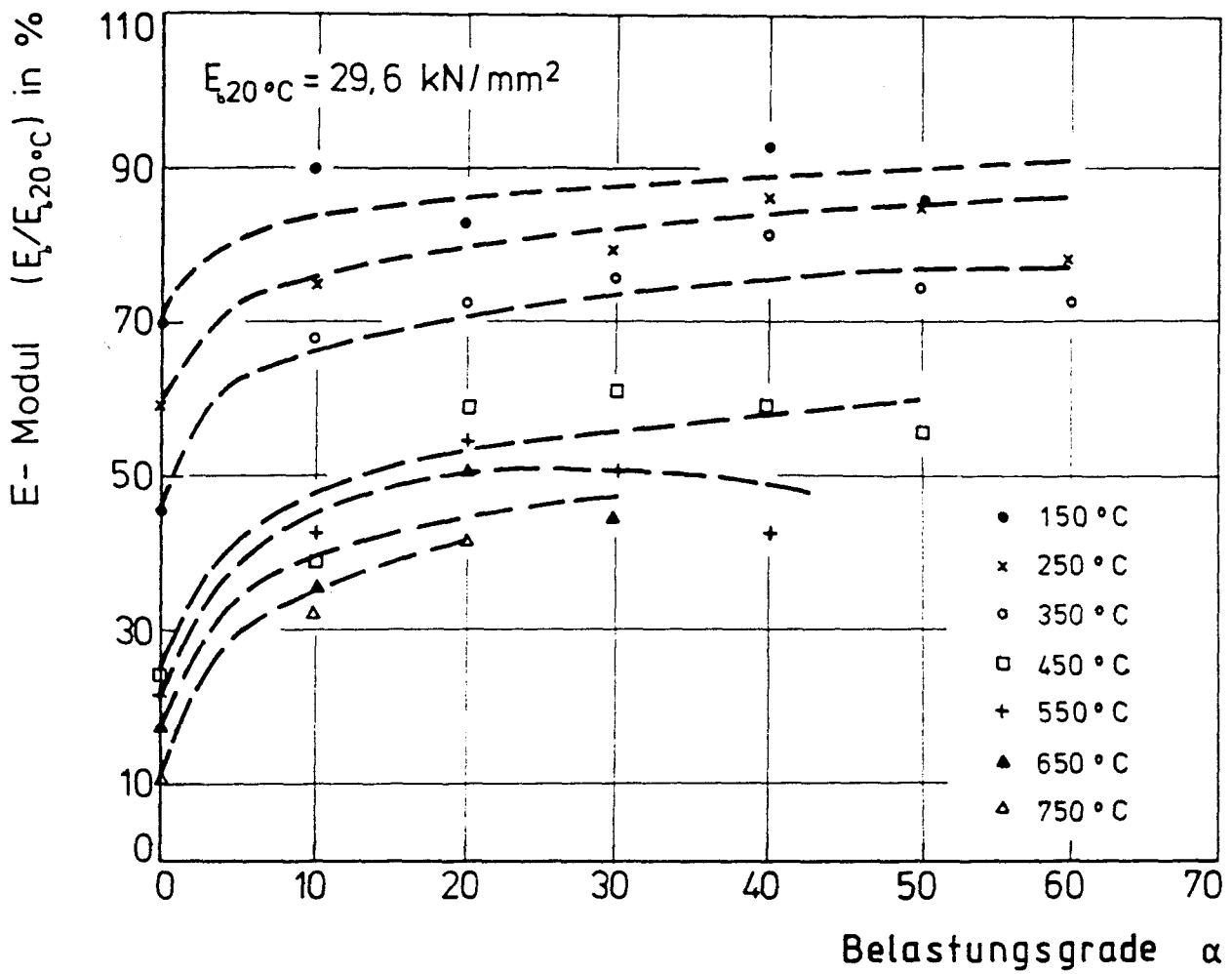


Bild 1.6: Hochtemperatur-E-Modul von portlandzementgebundenem Kiesbeton in Abhängigkeit von der Belastung während der Aufheizung

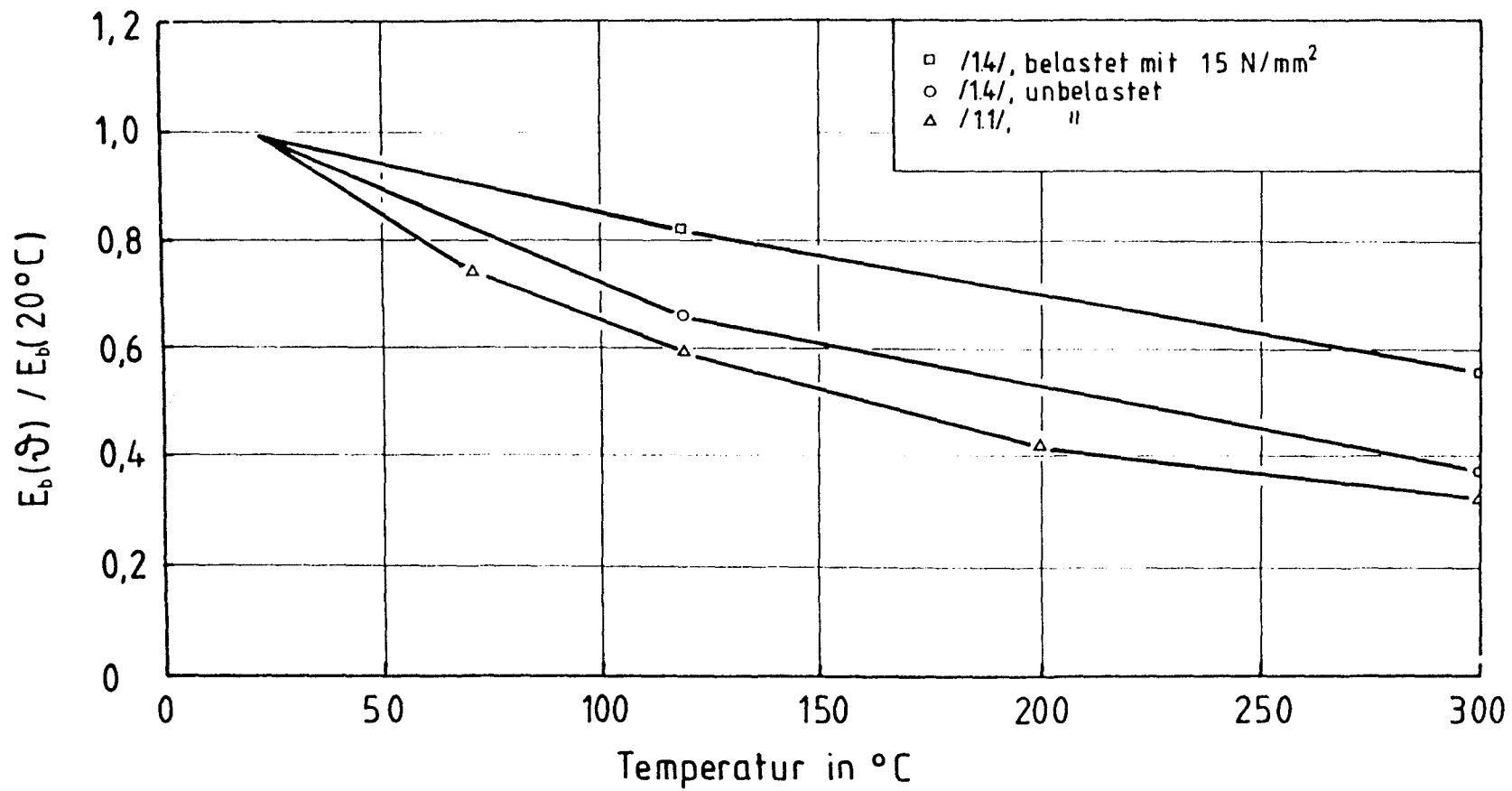


Bild 1.7: Rest-E-Modul von unversiegelt temperiertem HRB-Basaltbeton

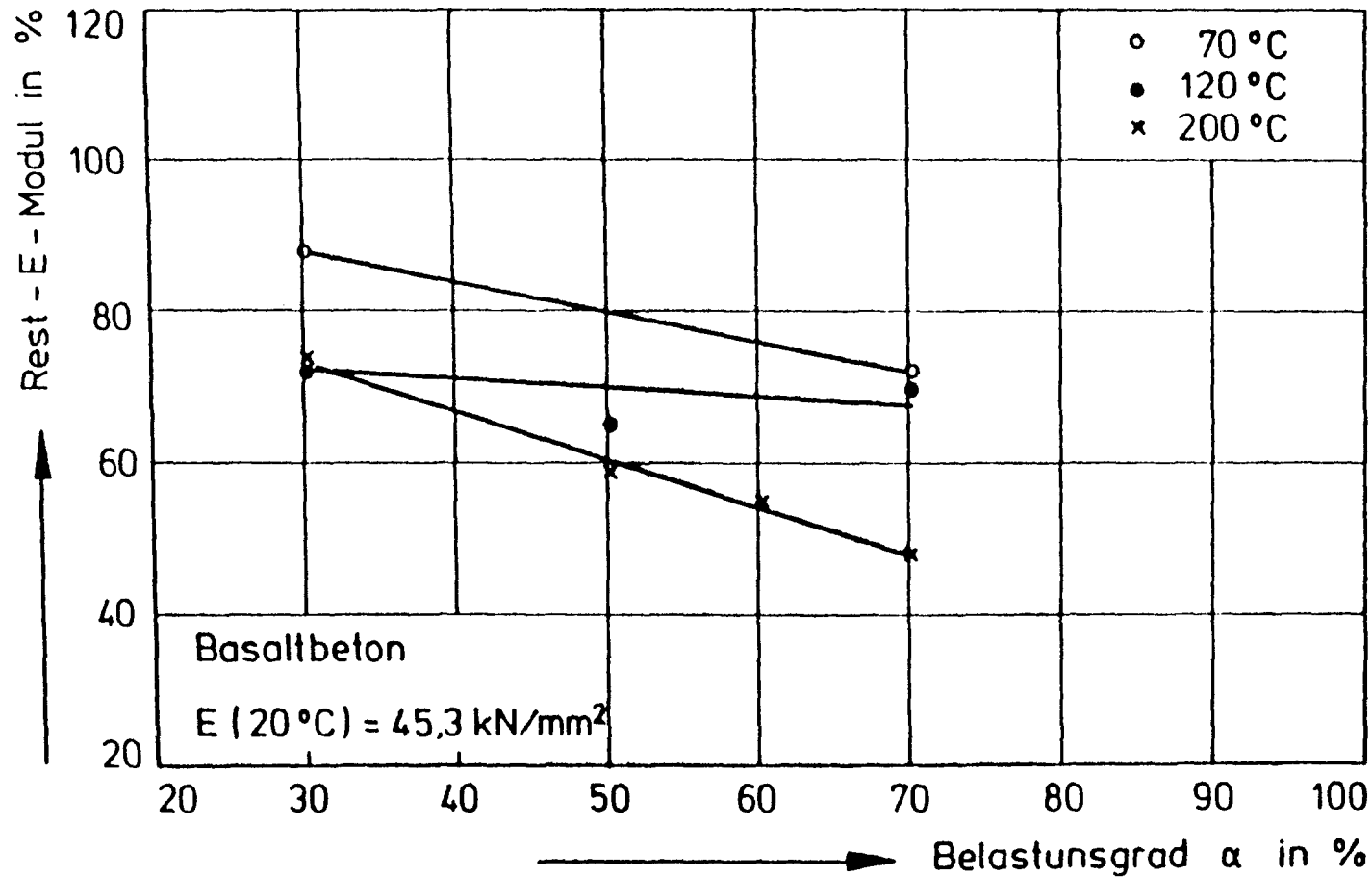


Bild 1.8: E-Modulverlauf des Basaltbetons, ermittelt im Anschluß an die Dauerstandsversuche an wiederabgekühlten Proben, in Abhängigkeit vom Belastungsgrad während der Dauerstandsprüfung

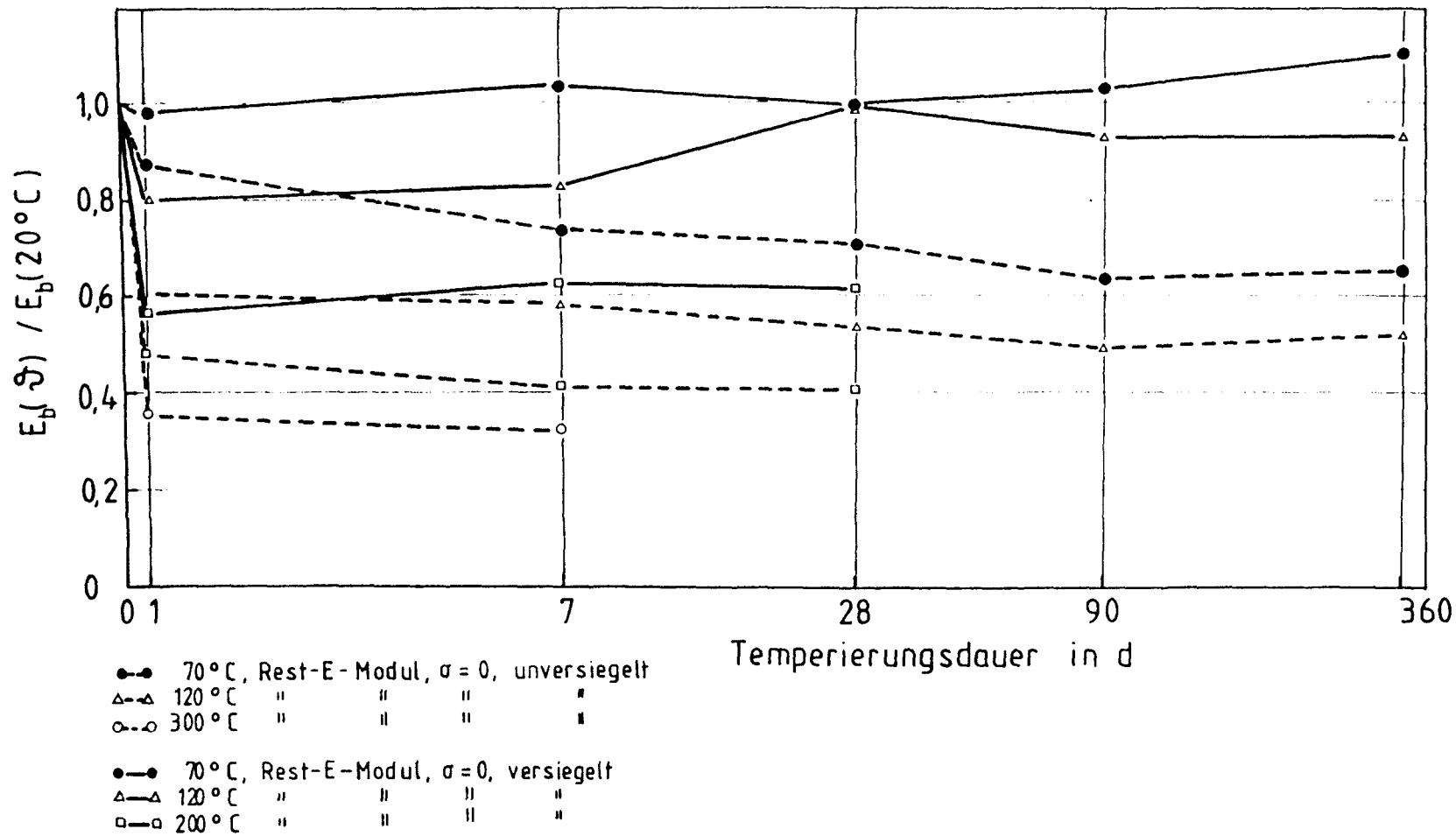


Bild 1.9: Einfluß der Temperierungsdauer auf den E-Modul von unbelastetem HRB-Basaltbeton



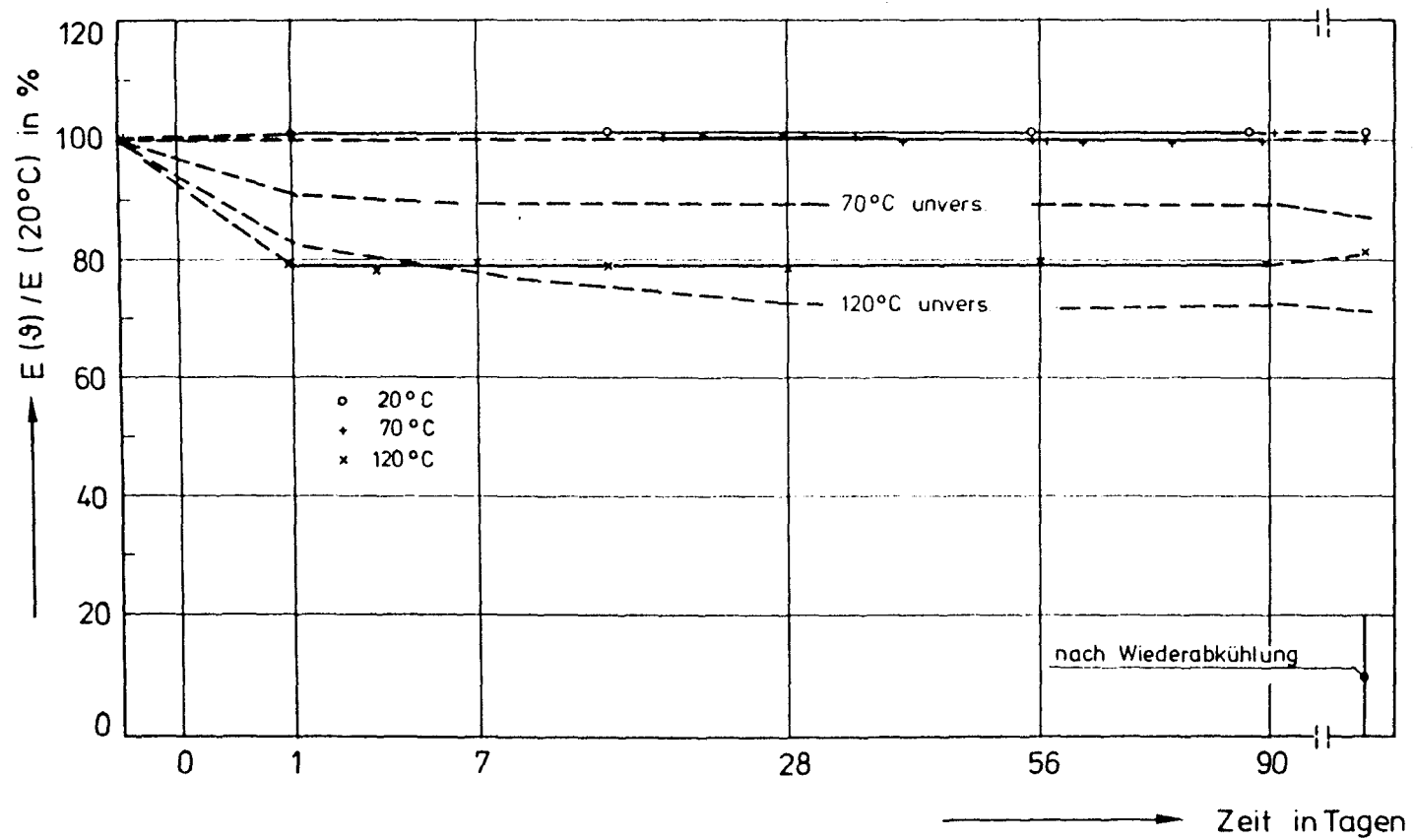


Bild 1.10: Einfluß der Temperierungsdauer auf den E-Modul von Basaltbetonproben, die während der Temperierung mit  $15 \text{ N/mm}^2$  belastet waren

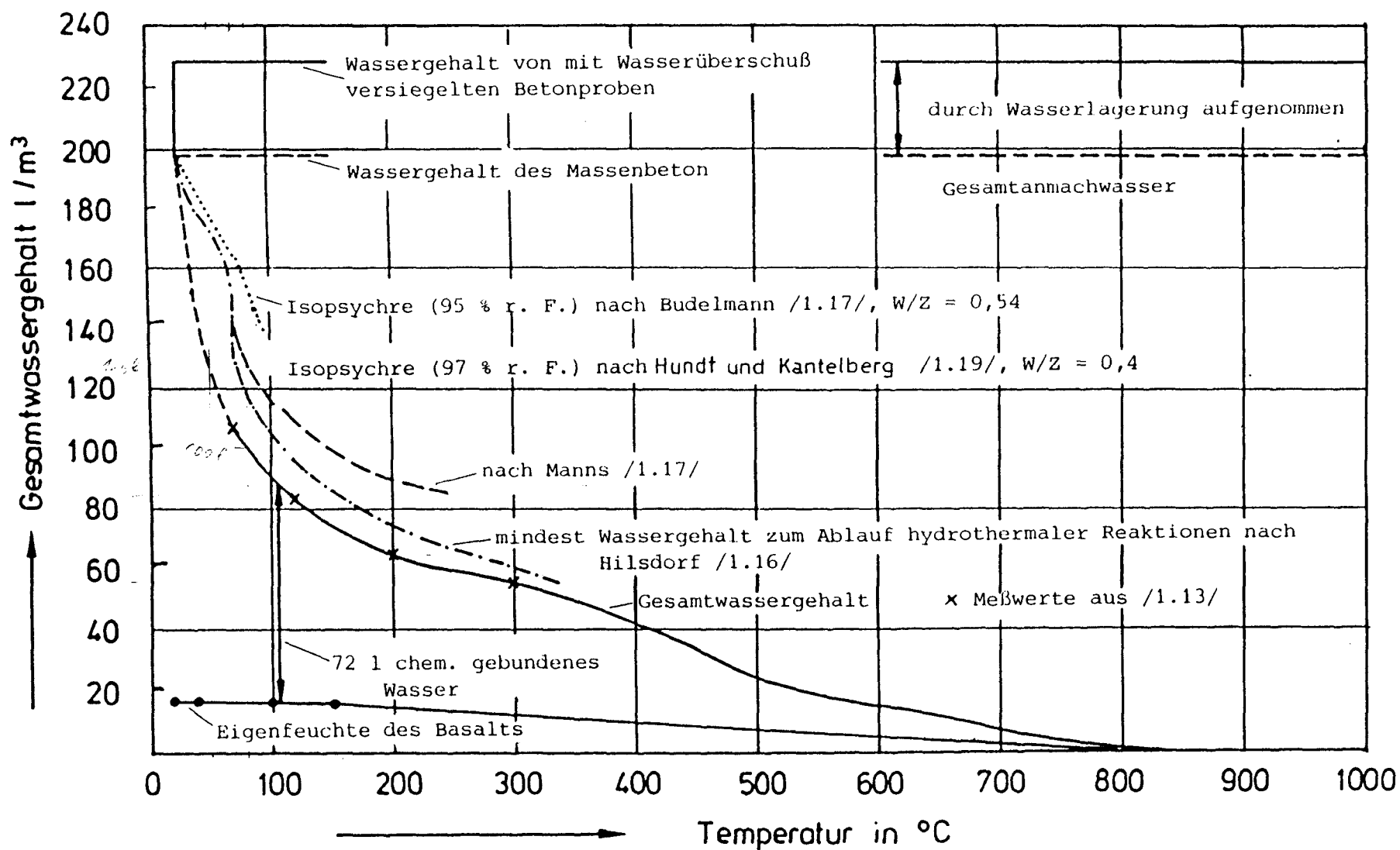


Bild 1.11: Gesamtwassergehalt des HTR-Basaltbetons im Gleichgewicht mit trockener Umgebungsluft und unter Sattdampfbedingungen.

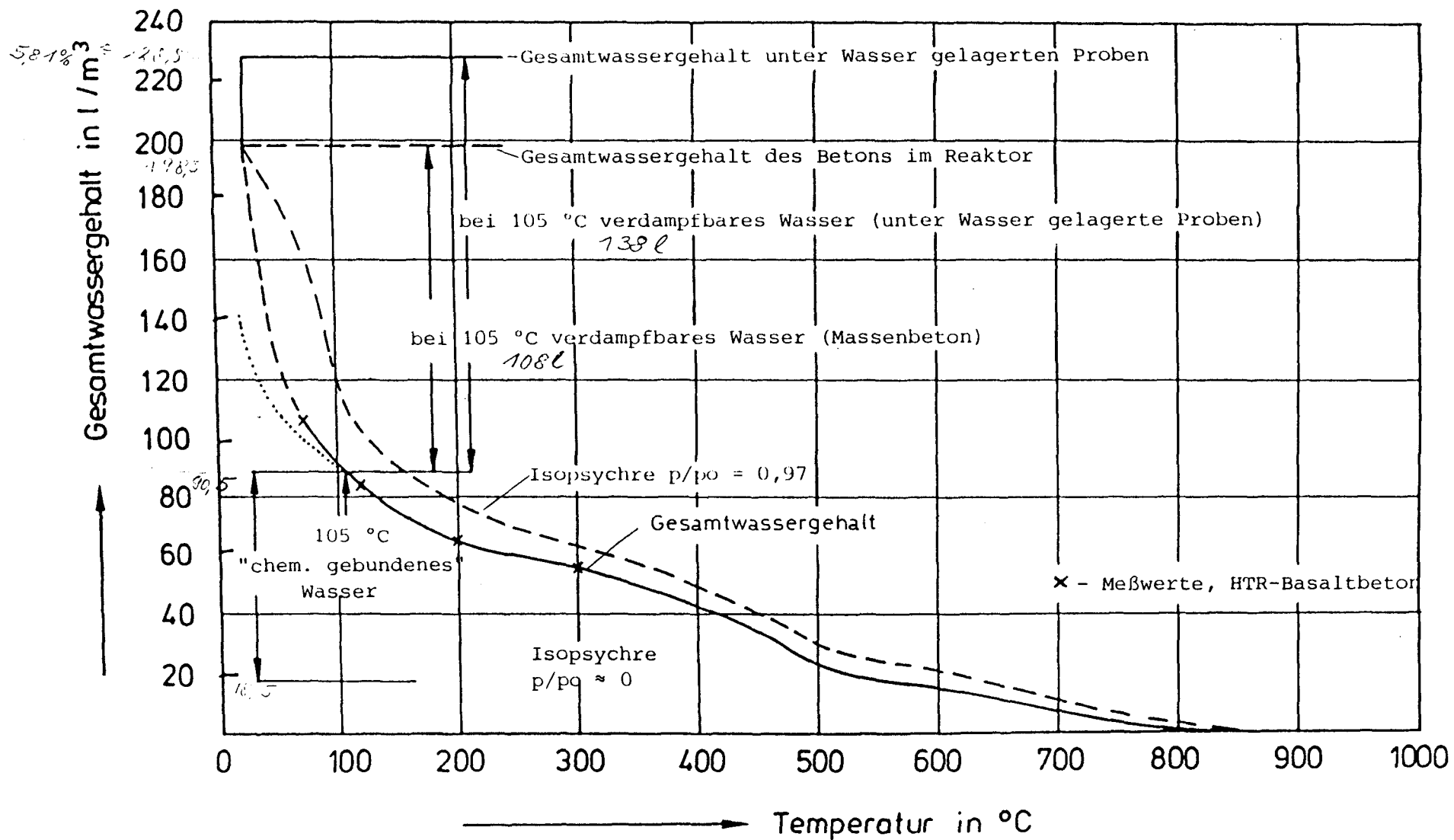


Bild 1.12: Isopsychren des HTR-Betons für eine relative Feuchte von 97% und von 0%.

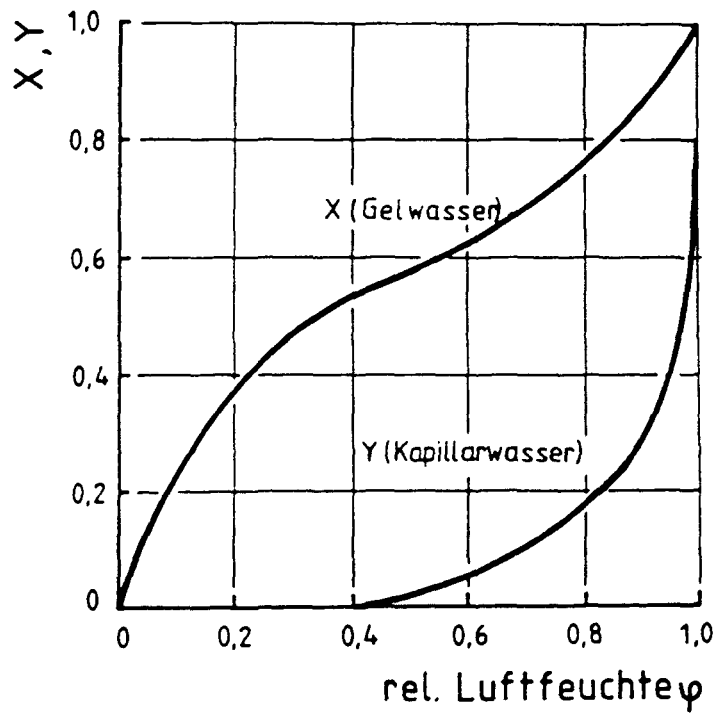


Bild 1.13: Gel- und Kapillarwassergehalt von Zementstein in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte (s. /1.15/ )

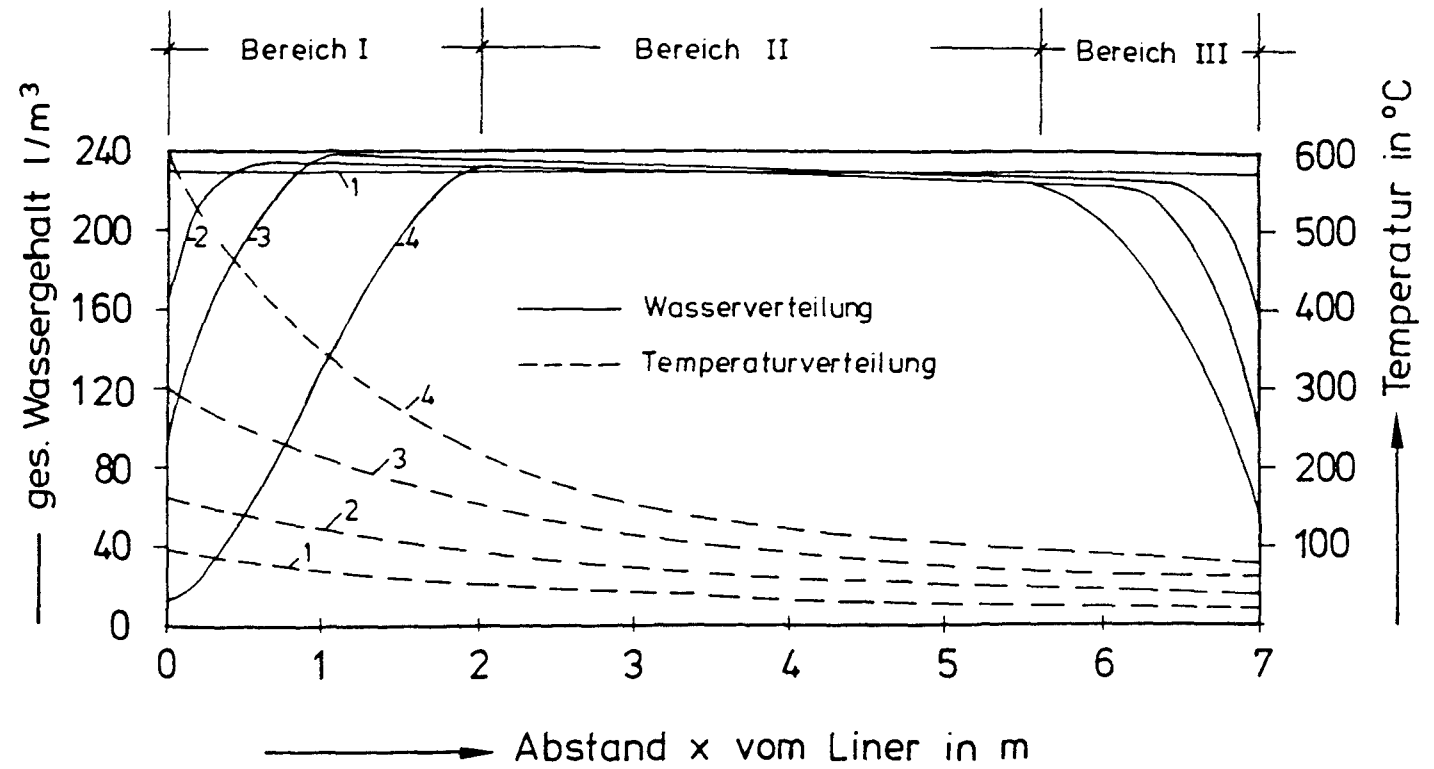


Bild 1.14: Schematische Darstellung der Feuchte- und Temperaturverteilung in der Reaktorwand für verschiedene Zeiträume.

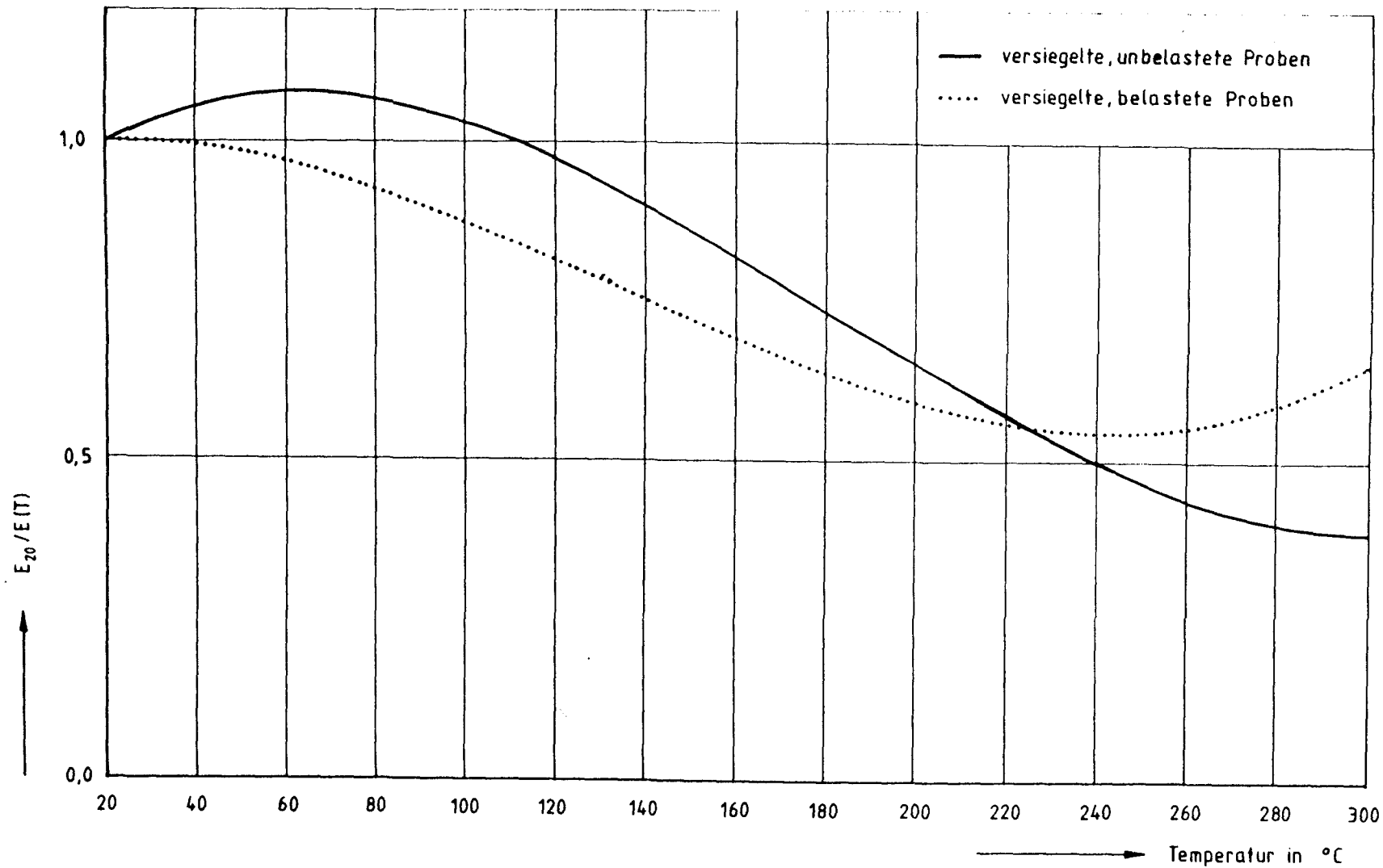
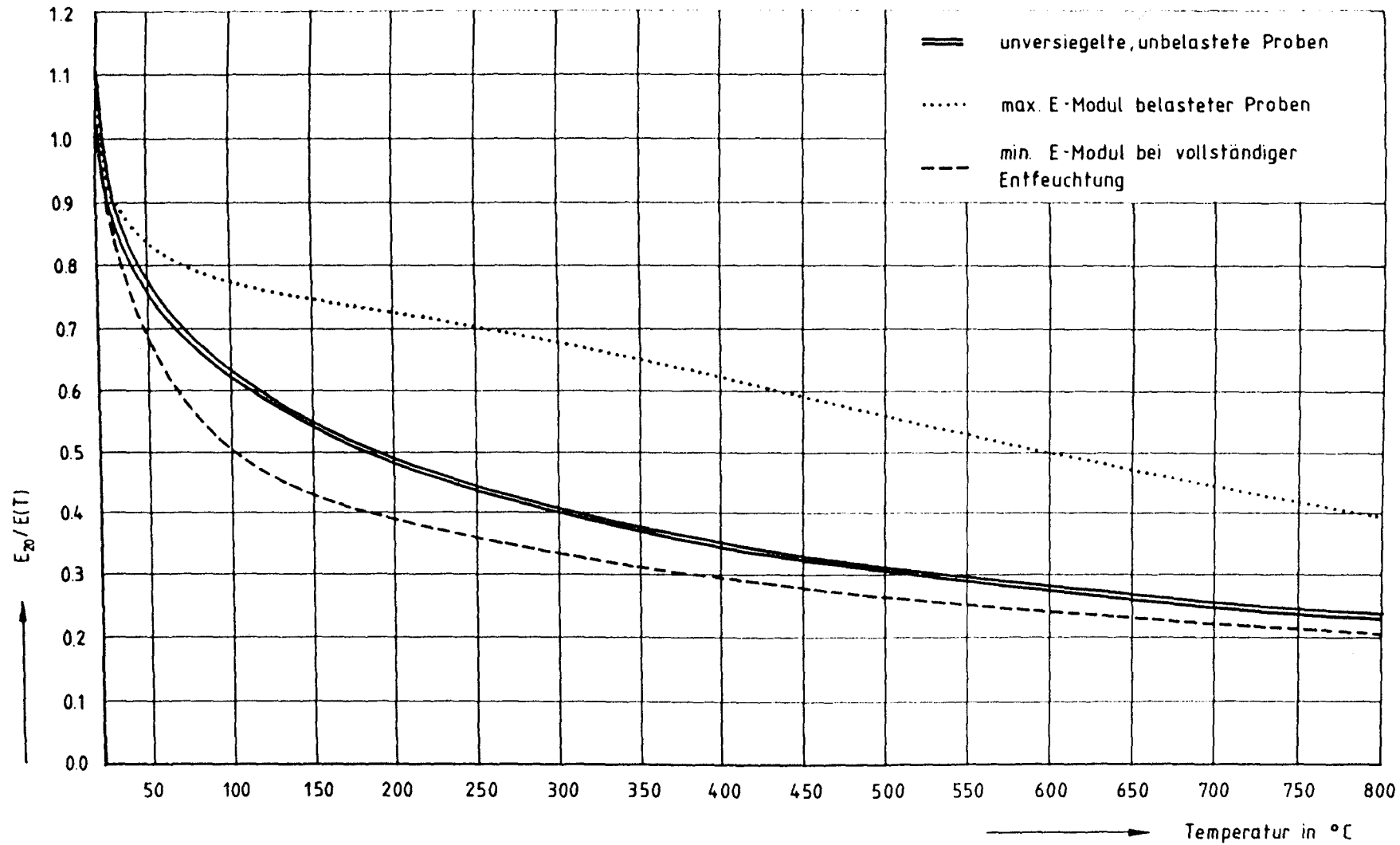


Bild 1.15: Einfluß der Belastung auf den Verlauf des E-Moduls über der Temperatur für versiegelt aufgeheizte Probekörper.



**Bild 1.16:** Veränderungen aus Feuchte und Belastung auf den Verlauf des E-Moduls über der Temperatur für unversiegelt aufgeheizte Probekörper.

## 2. Festigkeitskennwerte

Zur Abschätzung des Tragverhaltens des Betons eines SBB sind Materialmodelle erforderlich, die den Einfluß der Temperatur, des Belastungsalters und der Feuchte auf die Bruchgrenzflächen beschreiben. Ausgehend von Versuchen, die im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig durchgeführt wurden, werden im Folgenden Beziehungen zwischen der Versuchstemperatur und den Parametern des 5-Parameter-Modells von Willam/Warnke /2.1/ hergeleitet.

### 2.1 Das 5-Parameter-Modell von Willam/Warnke

Die vom 5-Parameter-Modell beschriebenen Versagensgrenzflächen werden allgemein beschrieben durch:

$$r - r_f(\sigma_a, \theta) = 0 \quad (2.1)$$

$r$  = Positionsvektor

$r_f$  = aktueller Positionsvektor

$\sigma_a$  = mittlere Oktaedernormalspannung

$\theta$  = Winkel in der deviatorischen Ebene ( $\pi$ -Ebene)

Der Formulierung des Modells liegen vier Postulate zugrunde /2.1/:

- a) Die Gestalt der Grenzfläche soll sich gut an vorhandene Meßwerte anpassen. Dies gilt auch für die Anpassung an zweiaxiale Messungen. Die Form der beschriebenen Grenzfläche soll konisch und die Schnitte sollen nicht kreisförmig sein.
- b) Die beschreibenden Parameter sollen aus Standardversuchen gewonnen werden können, wie einaxialer Zug, einaxialer Druck, zweiaxialer Druck etc.
- c) Die Grenzflächen müssen konvex sein.
- d) Die Grenzflächen müssen kontinuierlich verlaufen. Sie dürfen keine Knicke enthalten und die ersten Ableitungen dürfen keine Sprünge aufweisen.



Die Formulierung der Grenzfläche nach Willam/Warnke lautet:

$$f(\sigma) = f(\sigma_a, \tau_a, \theta) = \frac{1}{r(\sigma_a, \theta)} \frac{\tau_a}{f_{cu}} - 1 = 0 \quad (2.2)$$

$f_{cu}$ : einaxiale Druckfestigkeit

$\tau_a$ : mittlere Oktaederschubspannung

mit

$$r(\sigma_a, \theta) = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos\theta + r_2(2r_1 - r_2)[4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]^{\frac{1}{2}}}{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad (2.3)$$

$r_1$ : Positionsvektor bei  $\theta = 0^\circ$

$r_2$ : Positionsvektor bei  $\theta = 60^\circ$

darin sind:

$$r_1 = a_0 + a_1 \frac{\sigma_a}{f_{cu}} + a_2 \frac{\sigma_a^2}{f_{cu}^2} \quad (2.4)$$

$$r_2 = b_0 + b_1 \frac{\sigma_a}{f_{cu}} + b_2 \frac{\sigma_a^2}{f_{cu}^2} \quad (2.5)$$

Die Koeffizienten  $a_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $b_0$ ,  $b_1$  und  $b_2$  werden in Abhängigkeit von Materialkennwerten, den fünf Parametern, bestimmt /2.1, 2.2/. Diese Materialkennwerte sind die aus ein- bzw. zwei axialen Versuchen ermittelten Größen  $\alpha_u$  und  $\alpha_z$ :

$$\alpha_u = \frac{f_{cb}}{f_{cu}} \quad (2.6)$$

$$\alpha_z = \frac{f_t}{f_{cu}} \quad (2.7)$$

$\alpha_u$  = auf  $f_{cu}$  bezogener zwei axialer Druckfestigkeitswert

$\alpha_z$  = auf  $f_{cu}$  bezogener ein axialer Zugfestigkeitswert

$f_{cb}$  = biaxiale Druckfestigkeit für  $\sigma_1 = \sigma_2$   
 $f_t$  = einaxiale Zugfestigkeit

Hinzu kommen die aus dreiaxialen Versuchswerten resultierenden Größen  $\xi$ ,  $\rho_1$  und  $\rho_2$ :

$$\xi = - \frac{\sigma_{av}}{f_{cu}} \quad (2.8)$$

$$\rho_1 = \frac{\tau_{a1v}}{f_{cu}} \text{ bei } \theta = 0^\circ \quad (2.9)$$

$$\rho_2 = \frac{\tau_{a2v}}{f_{cu}} \text{ bei } \theta = 60^\circ \quad (2.10)$$

$\sigma_{av}$  = im dreiaxialen Versuch bestimmter Wert der mittleren Oktaedernormalspannung

$\tau_{a1v}$  = im dreiaxialen Versuch bestimmter Wert der mittleren Oktaederschubspannung bei  $\theta = 0^\circ$

$\tau_{a2v}$  = im dreiaxialen Versuch bestimmter Wert der mittleren Oktaederschubspannung bei  $\theta = 60^\circ$

## 2.2 Verwendete Materialdaten

Das zum Bestimmen der Parameter herangezogene Datenmaterial stammt aus verschiedenen Versuchen, die im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig mit Basalt-Beton durchgeführt wurden. Die Proben für die Druckfestigkeitsuntersuchungen wurden alle zu Versuchsbeginn mit einer konstanten Vorlast ( $15 \text{ N/mm}^2$  in der Hauptsache, in der zweiten Achse entsprechend dem gewählten Belastungsverhältnis geringer) belastet und mit einer konstanten Aufheizgeschwindigkeit auf die Prüftemperatur erwärmt. Die Betonzusammensetzung, sowie die zugehörigen Frisch- und Festbetondaten enthalten die entsprechenden Berichte /2.3,2.4,2.5/.

Die Materialdaten entstammen vier verschiedenen Versuchsgruppen:

- a) Der gesamte Druck-Druck-Bereich wurde für die Temperaturstufen 20°C, 70°C, 120°C und 200°C in der biaxialen Hochtemperatur-Prüfmaschine an Scheiben mit den Abmessungen 200 x 200 x 50 mm untersucht /2.3/.
- b) Für die vorliegende Arbeit wurden gesonderte Versuche für die Temperaturstufen 300°C, 450°C, 500°C und 600°C mit der Biaxialanlage durchgeführt. Der Druck-Druck-Bereich wurde für 300°C vollständig untersucht. Die Ergebnisse sind mehrfach belegt.

Die anderen Temperaturstufen wurden so gewählt, daß sie mit zwischenzeitlich ermittelten einaxialen Meßwerten korrespondieren /2.5/. Da für die ergänzenden Biaxialversuche sehr wenig Probekörper zur Verfügung standen, konnten nur die Druckfestigkeitswerte bei symmetrischer Belastung mehrfach mit Messungen belegt werden. Die für die Form der Grenzfläche wichtigen Zwischenwerte mit anderen Belastungsverhältnissen  $\sigma_1:\sigma_2$  konnten nur orientierend experimentell untersucht werden.

- c) Die einaxialen Druckfestigkeiten für die Temperaturstufen 450°C, 500°C und 600°C wurden an Zylindern ( $\emptyset = 80$  mm,  $L = 240$  mm) gemessen /2.5/.
- d) Als einaxiale Zugfestigkeitswerte (Bild 2.1) standen nur Ergebnisse von Restzugfestigkeitsuntersuchungen an einem dem HRB-Beton sehr ähnlichen Beton zur Verfügung /2.4/. Die Versuche wurden an zylindrischen Proben ( $\emptyset = 80$  mm,  $L = 150$  mm) durchgeführt. Diese Festigkeitswerte können als untere Grenzwerte der Zugfestigkeit angesehen werden.

### 2.3 Einflüsse aus der Feuchte

Die Probekörperfeuchtigkeit wirkt sich ab einer Versuchstemperatur von 50°C festigkeitsmindernd aus. Dieser Effekt geht ursächlich auf das Ausdampfen des physikalisch gebundenen Wassers zurück. Verläuft die Phasenumwandlung des Wassers im Beton schneller als der Transport des Dampfes, so führt der entstehende Porendruck in Verbindung mit der äußeren Beanspruchung zu einem frühzeitigem Versagen des Probekörpers.

Untersuchungen mit der Differenzial-Thermo-Analyse (DTA) haben gezeigt, daß dieser Prozeß, abhängig von der Aufheizgeschwindigkeit, der Probenform und -größe, bei 200°C abgeschlossen ist. Der beschriebene Einfluß ist deutlich am relativen Minimum der temperaturabhängigen Festigkeit im genannten Temperaturbereich zu erkennen (Bild 2.2). Mit zunehmender Haltezeit steigen die im Versuch erzielten Festigkeitswerte infolge zunehmender Probenaustrocknung an (Bild 2.3) und erreichen die Werte vorgetrockneter Proben /2.6/.

Für den HTR-Basaltbeton liegen bisher keine Versuchsergebnisse über den Einfluß der Feuchte vor. Da die Materialdaten an unversiegelten Proben bei einer Standzeit von  $t = 2$  h gewonnen wurden, hat der oben beschriebene festigkeitsmindernde Einfluß in die Modellbildung - über die Versuchsdaten - Eingang gefunden.

#### 2.4 Einflüsse aus dem Belastungsalter

Die unter 2.2.a) und 2.2.b) aufgeführten Versuche wurden an Probekörpern der gleichen Betonage im Abstand von 3 Jahren durchgeführt. Die erforderlichen Referenzversuche bei Raumtemperatur haben keinen Einfluß des Belastungsalters auf die einaxialen Festigkeitswerte bei Raumtemperatur erkennen lassen. Das Probenalter braucht demgemäß bei der Modellbildung nicht berücksichtigt zu werden, wenn der Beton zum Zeitpunkt der Belastung älter als 90 Tage ist.

#### 2.5 Bruchgrenzflächen für die diskreten Temperaturstufen

Die nach Willam/Warneke berechneten Grenzflächen für den Schnitt in der  $\sigma_1$ - $\sigma_2$ -Ebene ( $\sigma_3 = 0$ ) verlaufen für die Temperaturstufen 20°C, 70°C und 120°C affin (Bild 2.4). Die geometrische Form der Bruchgrenzflächen stimmt für diese Temperaturen mit anderen bei Raumtemperatur ermittelten Werten /2.7/ überein.

Eine zweite Schar affiner Grenzflächen sind die Schnitte der  $\sigma_1$ - $\sigma_2$ -Ebene ( $\sigma_3 = 0$ ) für die Temperaturstufen 200°C, 300°C, 450°C und 500°C (Bild 2.5). Eine neuerliche Änderung der Geometrie der Bruchgrenzfläche ist bei 600°C

zu erkennen. Dies wird wahrscheinlich durch die Quarzumwandlung bei 573°C verursacht.

Den Einfluß des Verhältnisses  $\kappa = \sigma_2:\sigma_1$  auf die temperaturabhängige Druckfestigkeit zeigt Bild 2.6. Insbesondere bei symmetrischer Belastung ist ein auffallend geringer Abfall der Festigkeitswerte des HRB-Basalt-Betons bis 600°C festzustellen.

## 2.6 Berechnung der Parameter

Bisher liegen für das Bestimmen der Parameter  $\xi$ ,  $\rho_1$  und  $\rho_2$  dreiaxiale Meßergebnisse nur für Versuche bei Raumtemperatur vor /2.8, 2.9/. Dementsprechend mußten die Parameter für jede Temperaturstufe durch Variation so berechnet werden, daß die mittlere Abweichung zwischen den Meßwerten und der resultierenden Bruchgrenzfläche minimal wird.

Der funktionelle Zusammenhang zwischen den Parametern und der Temperatur (Bilder 2.7, 2.8) wurde durch eine anschließende Kurvenanpassung mit Polynomen hergestellt. Die durch den Ansatz der Polynome auftretenden Abweichungen von den exakten Anpassungen können toleriert werden, wenn man die in den Ausgangswerten vorhandene Unsicherheit berücksichtigt.

Die Polynome lauten:

$$\xi(T) = 1,42 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 + 9,11 \cdot 10^{-4} \cdot T + 0,961 \quad (2.11)$$

$$\rho_1(T) = 3,13 \cdot 10^{-9} \cdot T^3 - 1,48 \cdot 10^{-7} \cdot T^2 - 5,31 \cdot 10^{-4} \cdot T + 0,56 \quad (2.12)$$

$$\rho_2(T) = 5,57 \cdot 10^{-9} \cdot T^3 + 5,00 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 - 0,00166 \cdot T + 0,602 \quad (2.13)$$

mit T in °C.

Die unmittelbar aus den Versuchswerten gewonnenen Parameter  $\alpha_u$  (Bild 2.9) und  $\alpha_z$  (Bild 2.10) wurden durch folgende Funktionen angenähert:

$$\alpha_z(T) = -3,57 \cdot 10^{-10} \cdot T^3 - 3,23 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 + 4,69 \cdot 10^{-4} \cdot T + 0,062 \quad (2.14)$$

für  $20 \text{ °C} \leq T < 198 \text{ °C}$

$$\alpha_z(T) = - 2,38 \cdot 10^{-8} \cdot T^2 - 1,63 \cdot 10^{-5} \cdot T + 0,0296 \quad (2.15)$$

für  $198 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T \leq 600 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$$\alpha_u(T) = 5,14 \cdot 10^{-8} \cdot T^3 - 1,40 \cdot 10^{-5} \cdot T^2 + 1,92 \cdot 10^{-3} \cdot T + 1,12 \quad (2.16)$$

für  $20 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T < 298 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$$\alpha_u(T) = 3,11 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 - 1,95 \cdot 10^{-3} \cdot T + 2,12 \quad (2.17)$$

für  $298 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T \leq 600 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Die gefundenen Zusammenhänge stellen nur Annäherungen an das tatsächliche Verhalten des Basaltbetons unter mehraxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen dar. Für eine verbesserte Absicherung der Aussagen sind weitere Versuche, insbesondere im Zug-Zug-Bereich, und eine stärkere Belegung mit Versuchsdaten im Druck-Druck-Bereich bei Temperaturen oberhalb von  $300^{\circ}\text{C}$  erforderlich. Zur Bestätigung der rechnerisch ermittelten Bruchgrenzflächen sind dreiaxiale Versuche bei erhöhten Temperaturen unablässig.

Für den Temperaturbereich bis  $200^{\circ}\text{C}$  sind zusätzliche Versuche an versiegelten Probekörpern notwendig, um weitere Aussagen zum Einfluß der Feuchte machen zu können.

## 2.7 Spannungs-Dehnungsbeziehung

Für den HTR-Basaltbeton liegen bisher nur  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme für Raumtemperatur und für erhöhte Temperaturen bei  $70 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $400 \text{ }^{\circ}\text{C}$ ,  $500 \text{ }^{\circ}\text{C}$  und  $600 \text{ }^{\circ}\text{C}$  vor. Diese Daten wurden im Rahmen der Biaxialuntersuchungen /2.3/ und bei den Hochtemperaturfestigkeitsversuchen /2.5/ ermittelt. Bei den Untersuchungen in /2.3/ fanden scheibenförmige Proben Verwendung. Die Untersuchungen in /2.5/ erfolgten an Zylindern ( $\emptyset = 80 \text{ mm}$ ,  $L = 240 \text{ mm}$ ). Bei den genannten Untersuchungen wurden die Proben i. a. mit einer mechanischen Belastung von  $15 \text{ N/mm}^2$  bei Aufheizgeschwindigkeiten zwischen  $5 \text{ K/h}$  und  $20 \text{ K/h}$  auf die entsprechenden Versuchstemperaturen aufgeheizt. Die entsprechenden Ergebnisse sind in den Bildern 2.11 bis 2.12 dargestellt. Darüber hinaus wurden auch in geringem Umfang mechanisch unbelastet auf  $600 \text{ }^{\circ}\text{C}$  aufgeheizte Proben untersucht (s. Bild 2.13).

Über die genannten Versuche hinaus wurden im Rahmen der Bearbeitung der Dauerstanduntersuchungen, der E-Moduluntersuchungen und der Dauertemperaturuntersuchungen (vgl. /2.11 - 2.14/) nur  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Versuche nach Wiederabkühlung der Proben durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen liegen z. Z. nur als Rohdaten vor und wurden nicht weiter ausgewertet.

Die in den Bildern 2.11 bis 2.14 dargestellten  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Kurven wurden mit Ausnahme der 70 °C-Kurven (Bild 2.14), die in der Biaxialanlage gemessen wurden, dehnungsgeregelt ermittelt. Trotz der Dehnungsregelung versagten die Proben jedoch kurz nach Überschreiten der Maximallast schlagartig. Dies wird in den Bildern 2.11 bis 2.13 durch die Kästen am Ende der Kurven angedeutet. Ursache für dieses schlagartige Versagen der Proben ist i. w. die zu geringe Maschinensteifigkeit bzw. die zu geringe Regelgeschwindigkeit. Dadurch wird bei Einsetzen des Bruches die gesamte im Prüfraumen und in der Hydraulik gespeicherte elastische Energie dem Probekörper zugeführt und führt zu seinem Kollaps, so daß der abfallende Ast der Spannungsdehnungslinie nicht ermittelt werden kann.

Vollständige Spannungsdehnungslinien von einem dem HTR-Beton ähnlichen Basaltbeton, jedoch mit geringerer Festigkeit (41,7 N/mm<sup>2</sup>), wurden im Rahmen anderer Untersuchungen /2.15/ gemessen. Die entsprechenden Ergebnisse enthält das Bild 2.15.

Das vorliegende geringe Datenmaterial reicht nach Einschätzung der Verfasser nicht aus, analytische Beschreibungen von vollständigen  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linien für den HTR-Basaltbeton anzugeben, die die wesentlichen Einflüsse auf die Form der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linien wie

- Temperaturniveau
- Belastungsgrad während der Aufheizung
- Feuchtigkeitsgehalt des Betons
- Belastungsgeschwindigkeit usw.

sicher beschreiben. Auch lassen sich aufgrund der recht unterschiedlich durchgeführten Versuche keine Querschlüsse ziehen, die die Wahl bestimmter Verläufe der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linien rechtfertigen würden.

## 2.8 Querdehnung in Abhängigkeit vom Belastungsgrad und der Temperatur

Für den HTR-Basaltbeton liegen außer für 70 °C keine Untersuchungen über die Dehnungen unter mehraxialer Belastung vor. Deshalb sind hier nur die Werte für die Querdehnnzahl eines quarzitisches Normalbetons angegeben, der in der Hochtemperatur-Prüfmaschine des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig in Abhängigkeit von der Temperatur und dem Belastungsgrad untersucht wurde /2.6/.

Der Bereich konstanter Werte für die Querdehnungszahl bei Laststeigerung wird mit zunehmender Temperatur kleiner (Bild 2.16). Die Dehnungen in der unbelasteten Achse können nach dem Verlassen dieses Bereichs nicht mehr über elastische Beziehungen aus denen der belasteten Achsen berechnet werden /2.10/. Dies ist insbesondere bei höheren Temperaturen zu berücksichtigen. Die Ursache für das Abweichen vom elastischen Verhalten ist in der vermehrten Rißbildung und damit einhergehend in der leichteren Plastifizierbarkeit des Materials zu sehen.

Die Auswertung der Versuche mit dem quarzitisches Normalbeton lieferte keinen Hinweis, daß die Querdehnnzahl von einer zusätzlichen Beanspruchung in der zweiten Achse abhängt.

## 2.9 Literatur

- /2.1/      Warnke, E. P.: Zum Betonversagen bei dreiaxialer Beanspruchung, 1974/1975, (unveröffentlicht)
  
- /2.2/      Willam, K. J.; Warnke, E. P.: Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete, IABSE, Seminar on concrete structures subjected to triaxial stresses, Bergamo, Mai 1974
  
- /2.3/      Ehm, C.; Diederichs, U.: Mechanisches Verhalten von HTR-Beton, Teil 5: Biaxiale Druckversuche. Untersuchung im Auftrage der Hochtemperatur-Reaktorbau GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Juni 1986



- /2.4/ Diederichs, U.: Untersuchungen zur Restzugfestigkeit von Mörtel und Beton nach Einwirkung hoher Temperaturen, Bericht aus dem Teilprojekt B3 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der TU Braunschweig, Mai 1983
- /2.5/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturfestigkeitsversuche. Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig. Januar 1989.
- /2.6/ Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachsender Beanspruchung und hohen Temperaturen. Diss. TU Braunschweig, 1986
- /2.7/ Kupfer, H.B.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, Heft Nr.229, DAfStb, Berlin, 1973
- /2.8/ Launay, P.; Gachon, H.: Strain and ultimate Strength of Concrete under Triaxial Stress, ACI Special Publ. SP-34, 1972
- /2.9/ Nojiri, Y.; Kotani, K.; Ake, Y.: Failure envelope of concrete subjected to multiaxial compressive stresses. Rilem International Conference on Concrete under multiaxial Conditions Vol.I; Toulouse, Mai 1984
- /2.10/ Nottkus, A.; Zrost, H.: Eine Variante von Grenz- und Stoffbedingungen für Beton, Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar, 6/1986
- /2.11/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Dauerstandsversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.
- /2.12/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - E-Modulversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.

- /2.13/ Diederichs, U. HTR-Betonversuche - Dauertemperaturversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, März 1986.
- /2.14/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturkriechversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB-GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Juni 1986.
- /2.15/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Rosenberger, W.; Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Beton. Arbeitsbericht 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teil II, Technische Universität Braunschweig, Juni 1981.

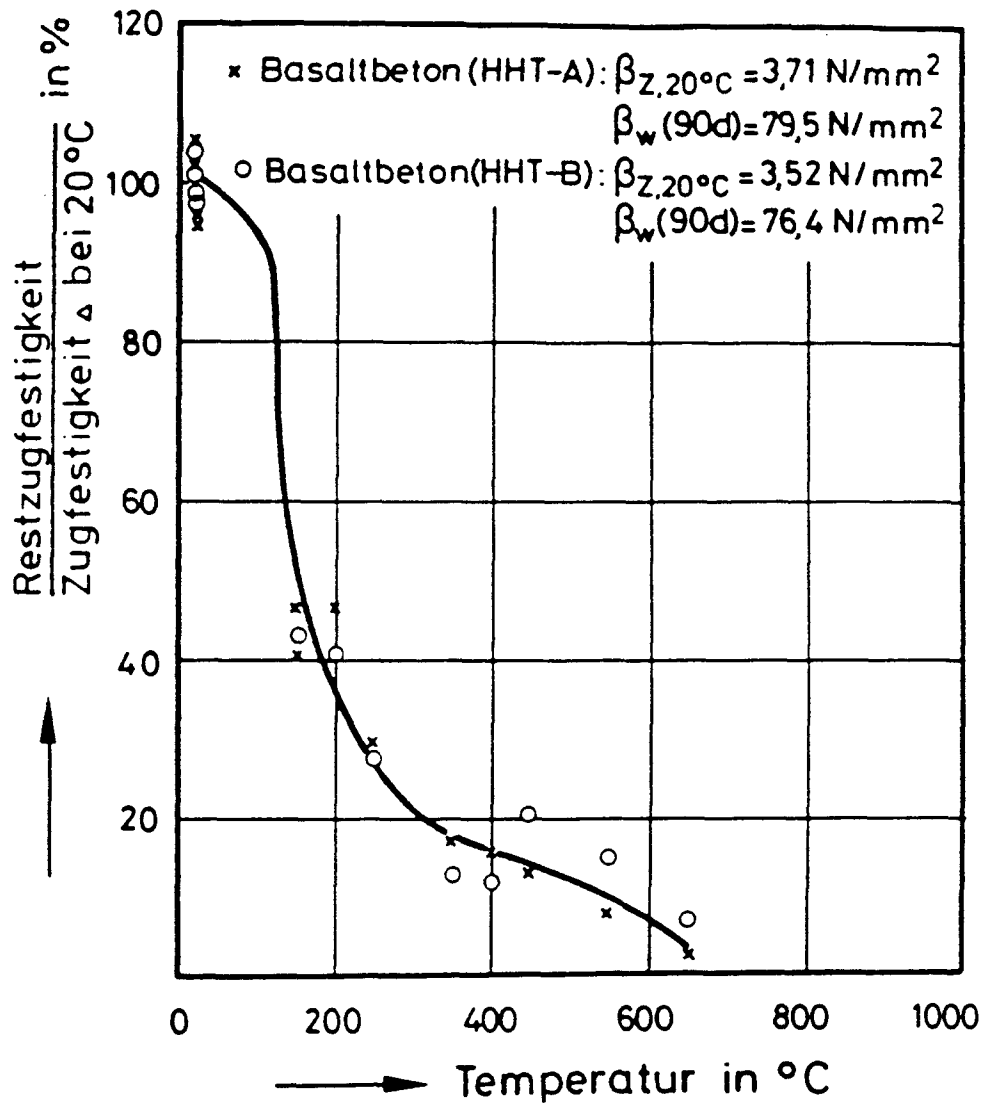


Bild 2.1: Restzugfestigkeit zentrisch gezogener Basaltsplittbetone (nach /2.4/)

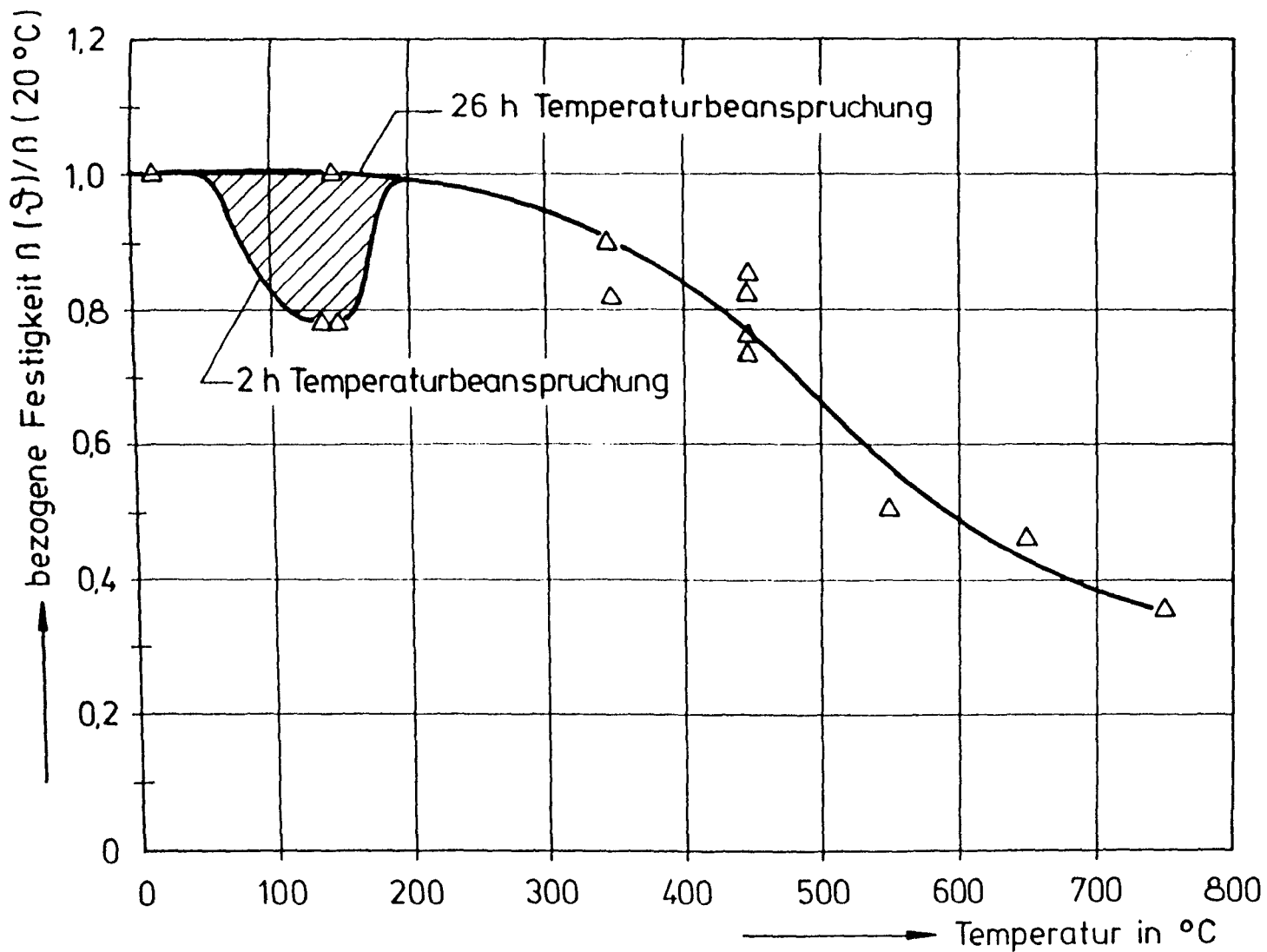


Bild 2.2 Einaxiale Druckfestigkeit von quarzitischem Normalbeton in Abhängigkeit von Prüftemperatur und Temperaturbeanspruchungszeit (nach /2.6/)

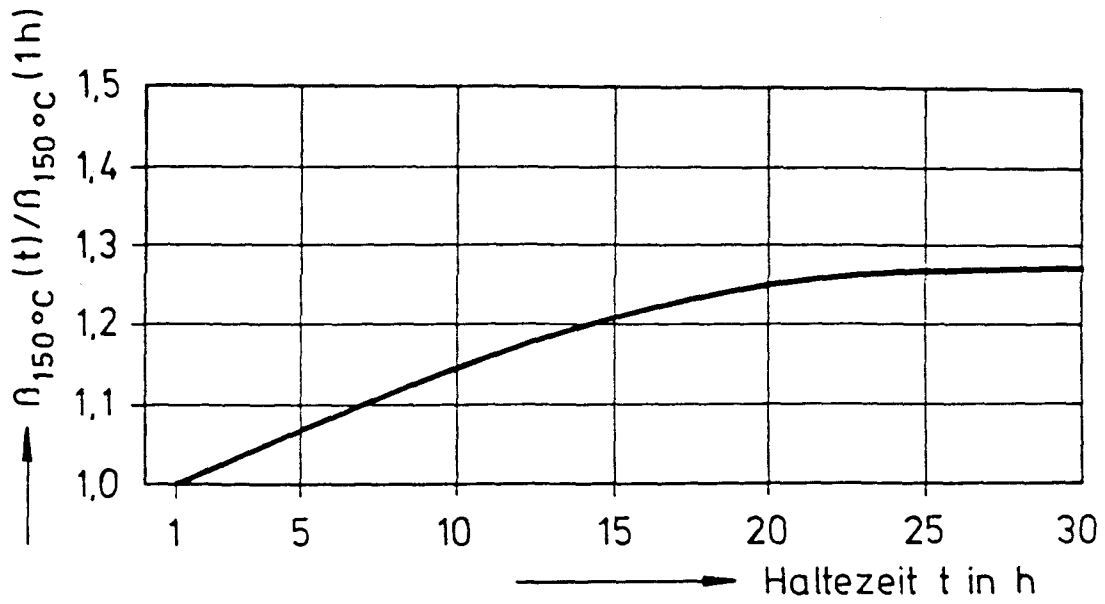


Bild 2.3 Einfluß der Haltezeit auf die Druckfestigkeit bei 150 °C (nach /2.6/)

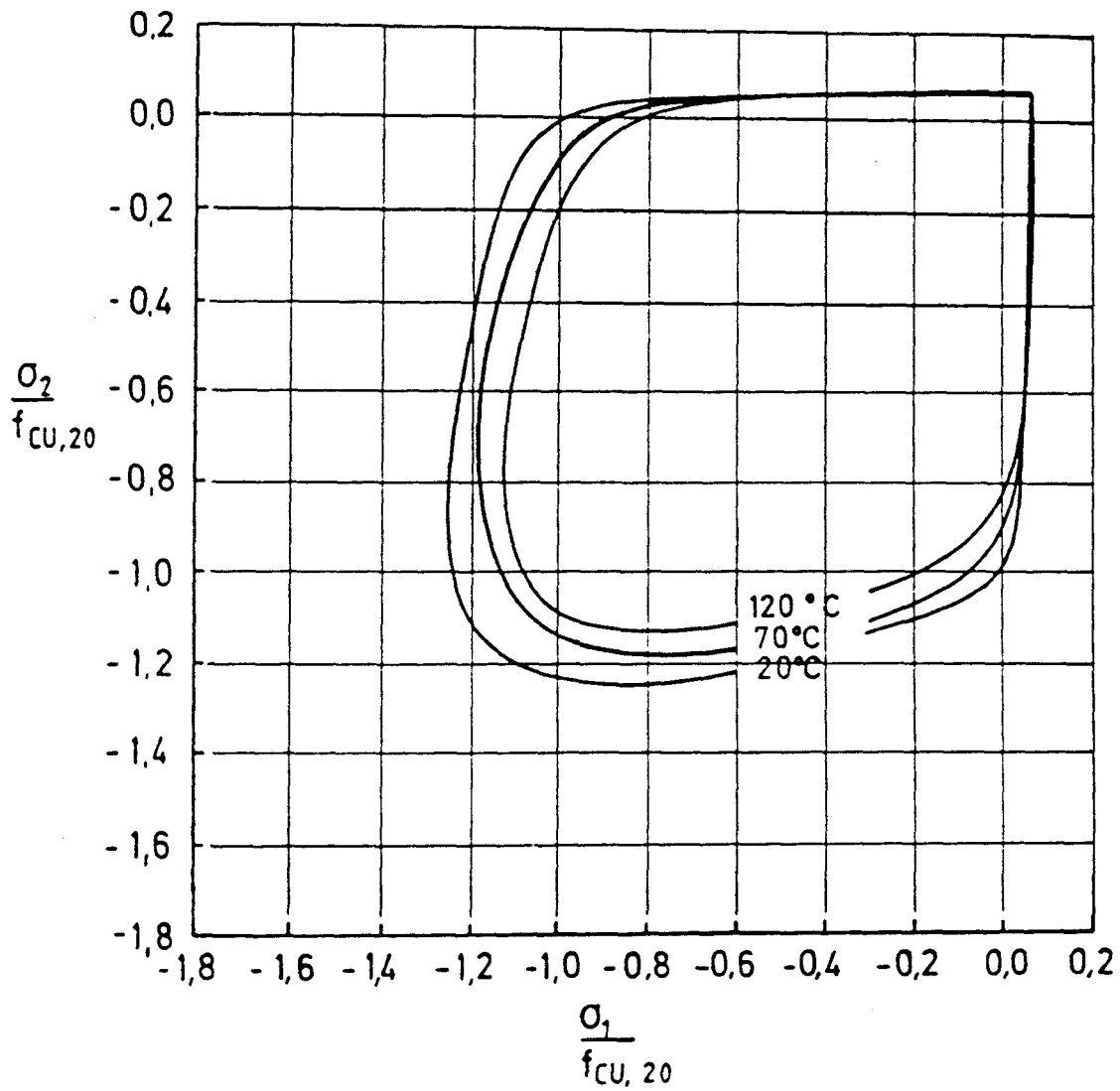


Bild 2.4 Mit dem 5-Parameter-Modell berechnete Bruchgrenzkurven des HRB-Basaltbetons für 20 °C, 70 °C und 120 °C

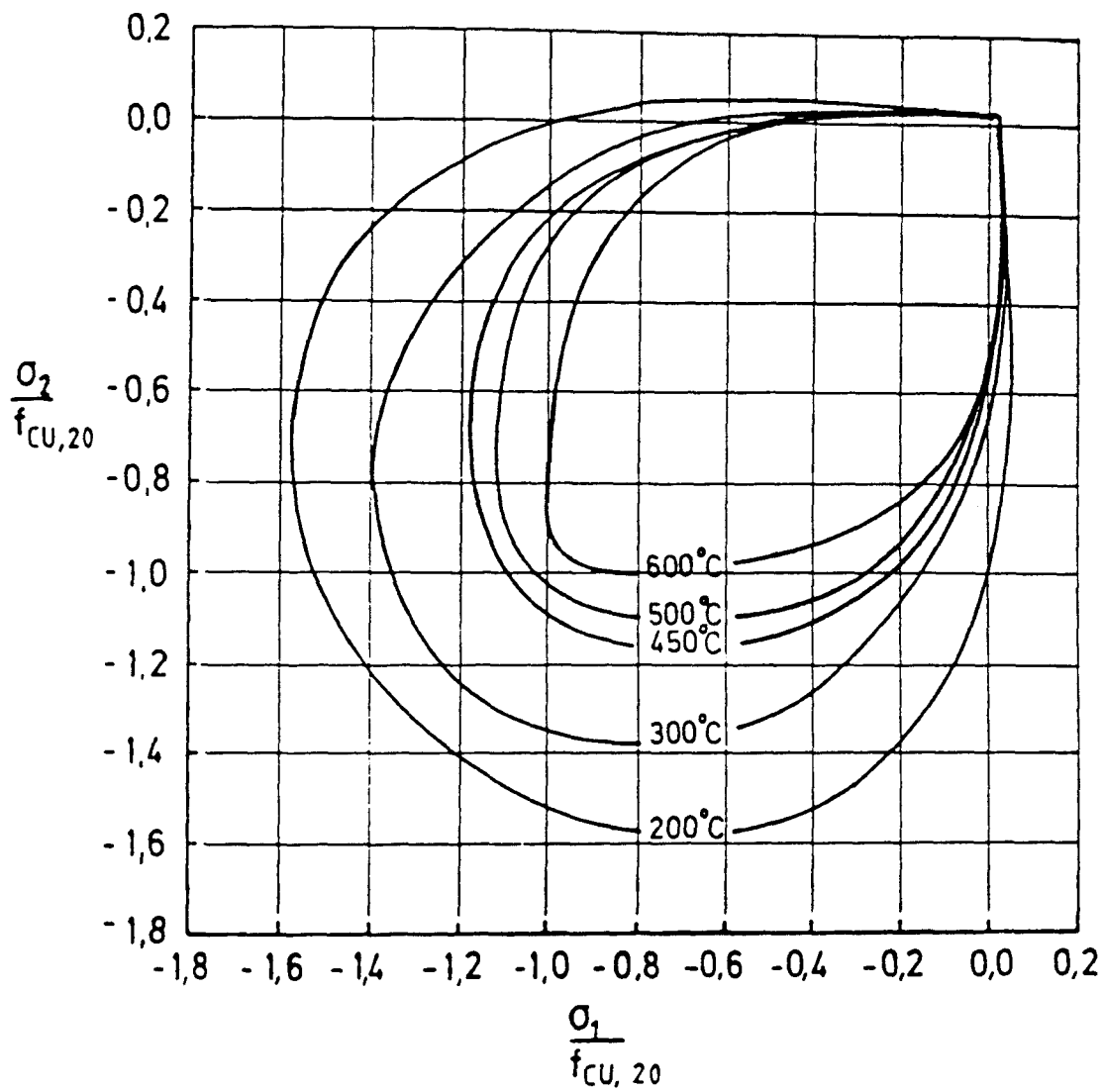


Bild 2.5 Bruchgrenzkurven des HRB-Basaltbetons für 200 °C, 300 °C, 450 °C und 600 °C - berechnet mit dem 5-Parameter-Modell

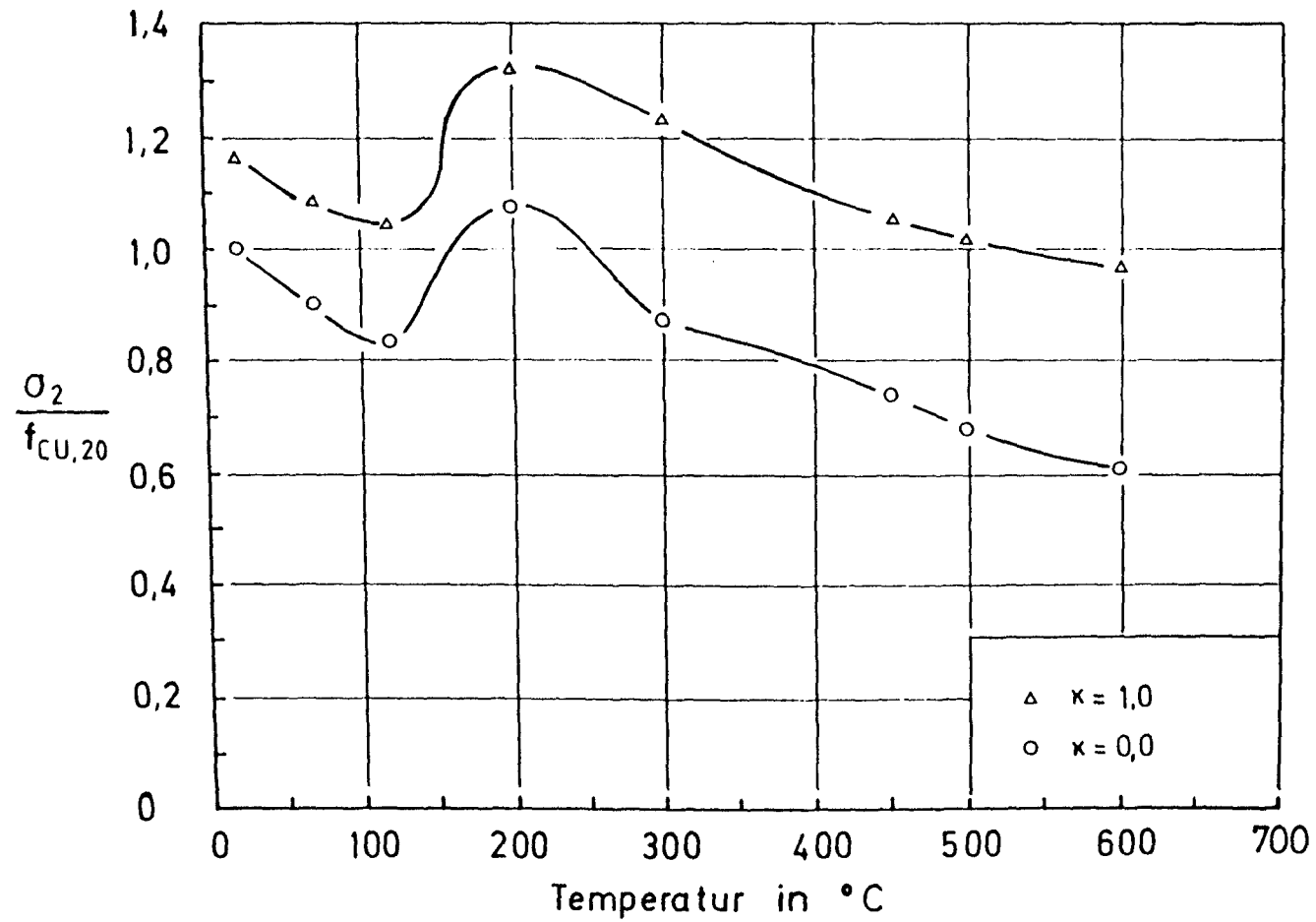


Bild 2.6 Druckfestigkeit in Abhängigkeit von Temperatur und Belastungsverhältnis  $\kappa$ .



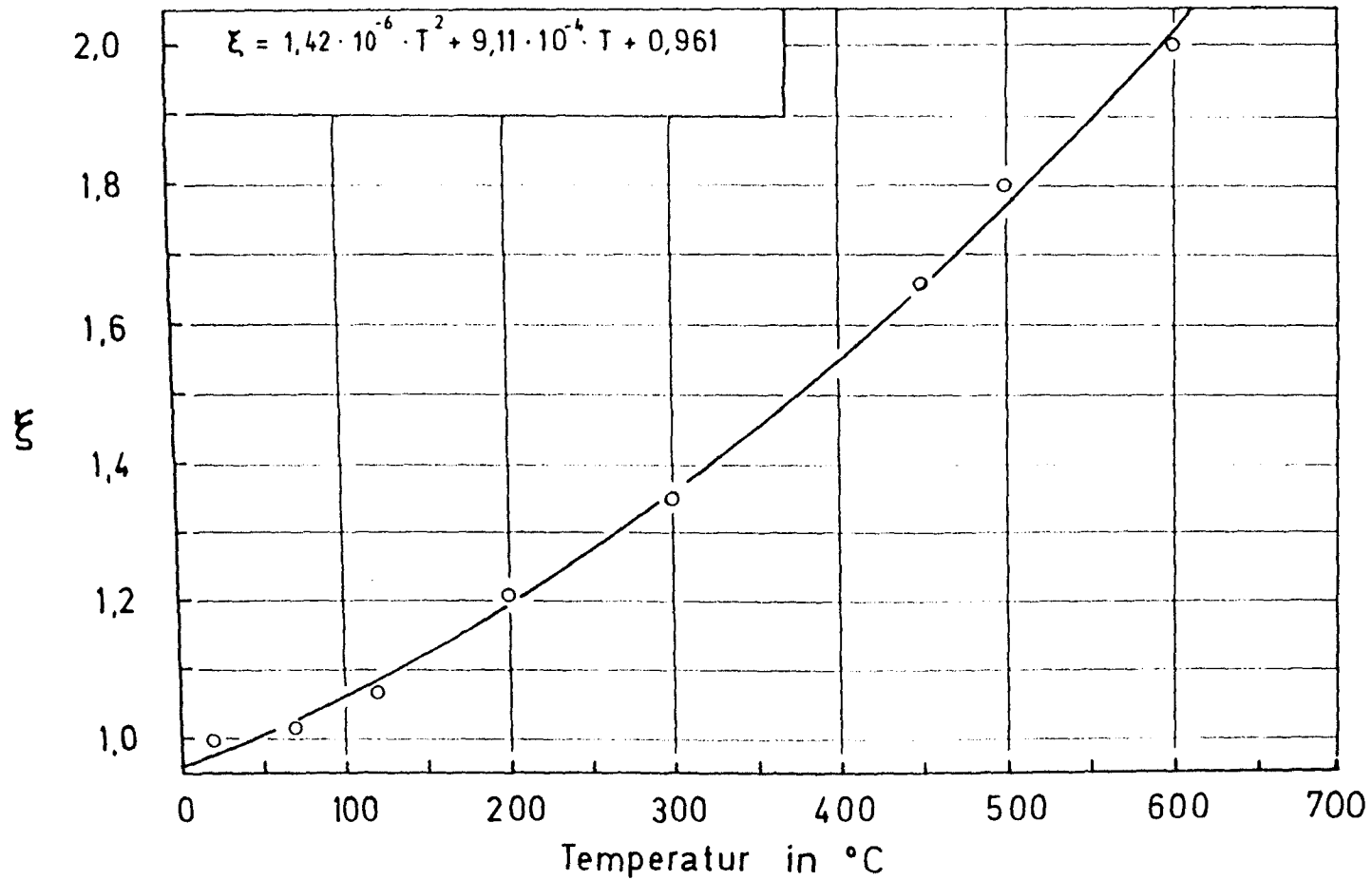


Bild 2.7 Parameter des 5-Parameter-Modells in Abhängigkeit von der Temperatur

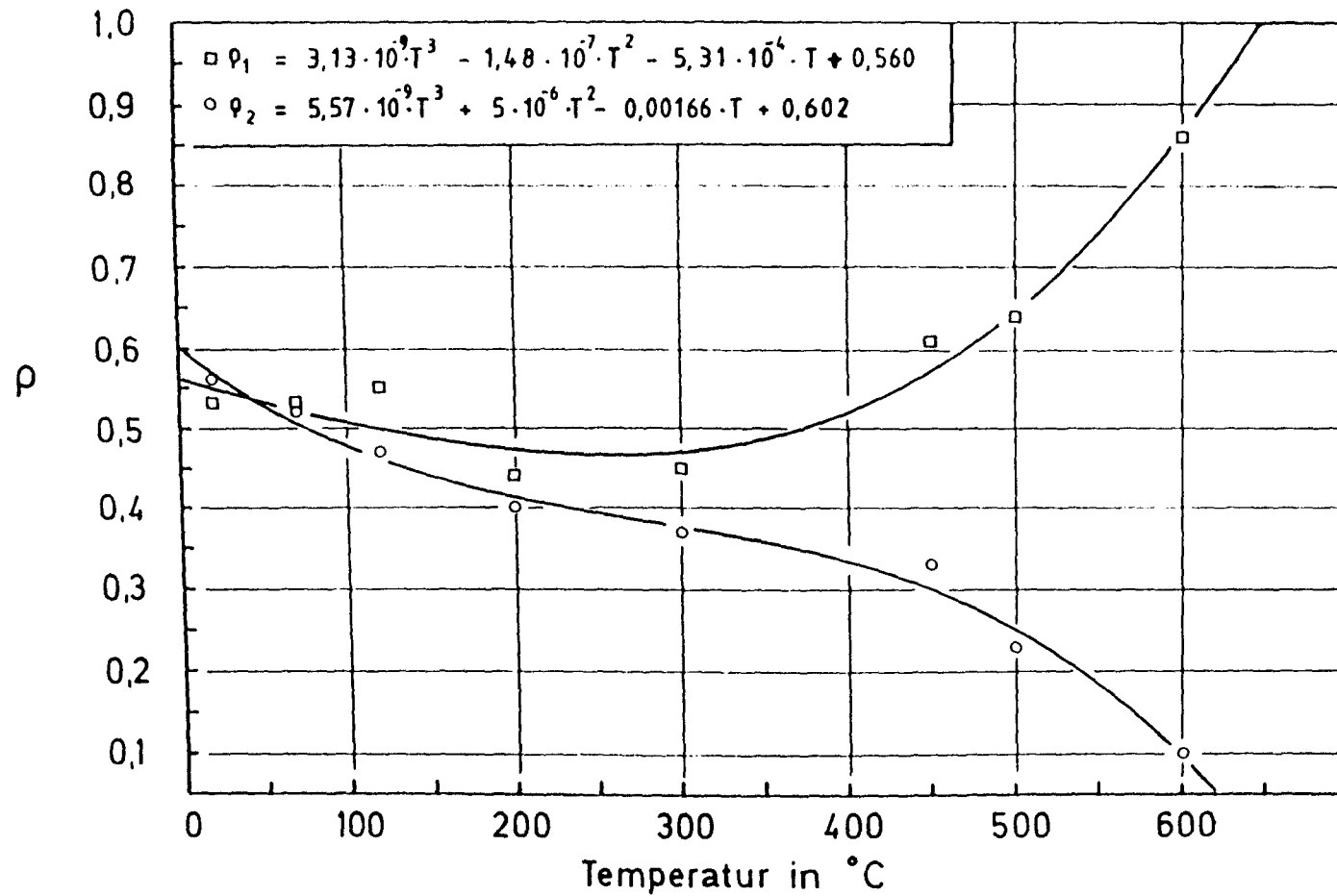


Bild 2.8 Parameter  $\rho_1$  und  $\rho_2$  des 5-Parameter-Modells in Abhängigkeit von der Temperatur<sup>2</sup>

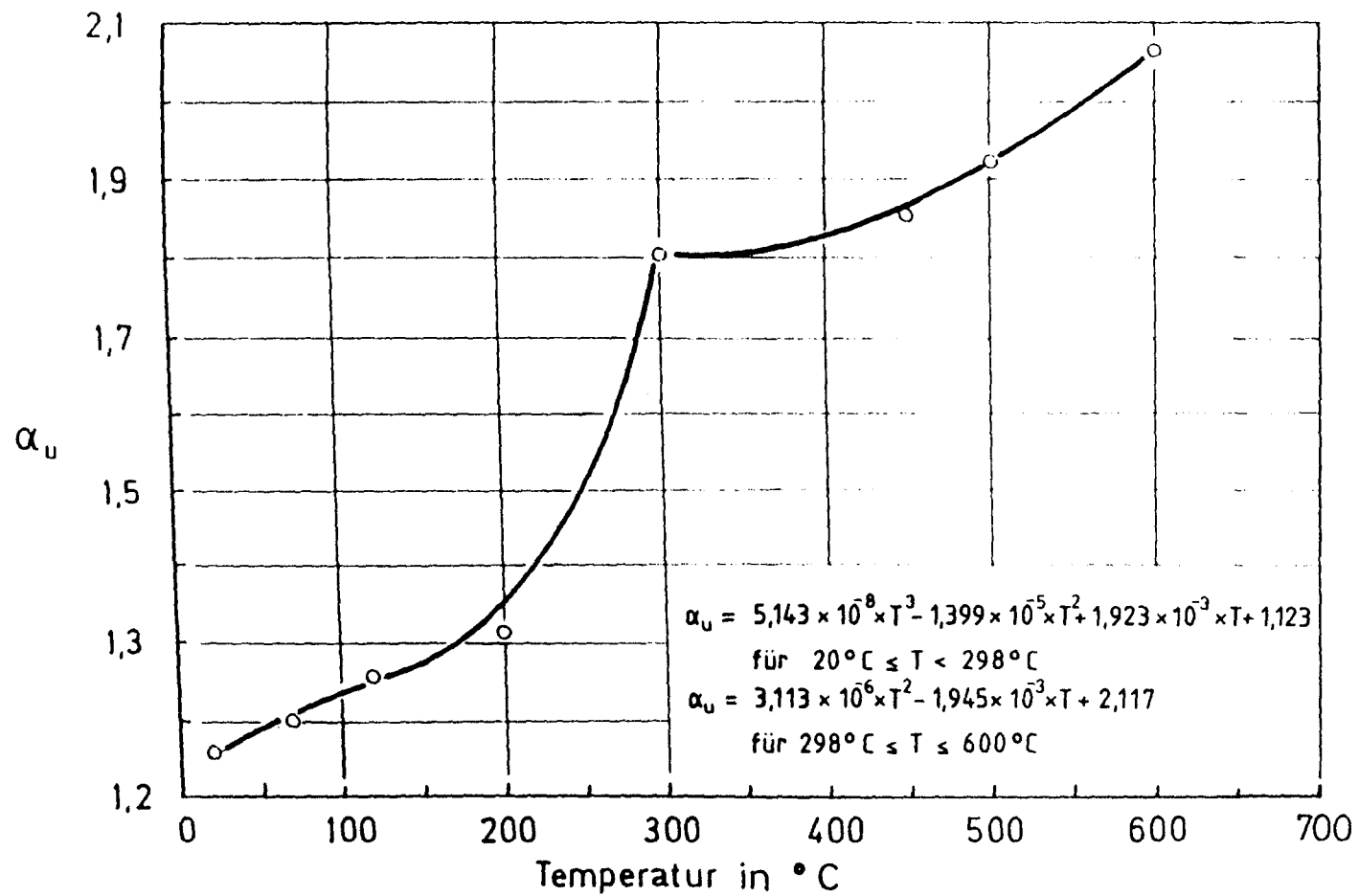


Bild 2.9: Parameter  $\alpha_u$  des 5-Parameter-Modells von Willam/Warneke in Abhängigkeit von der Temperatur.

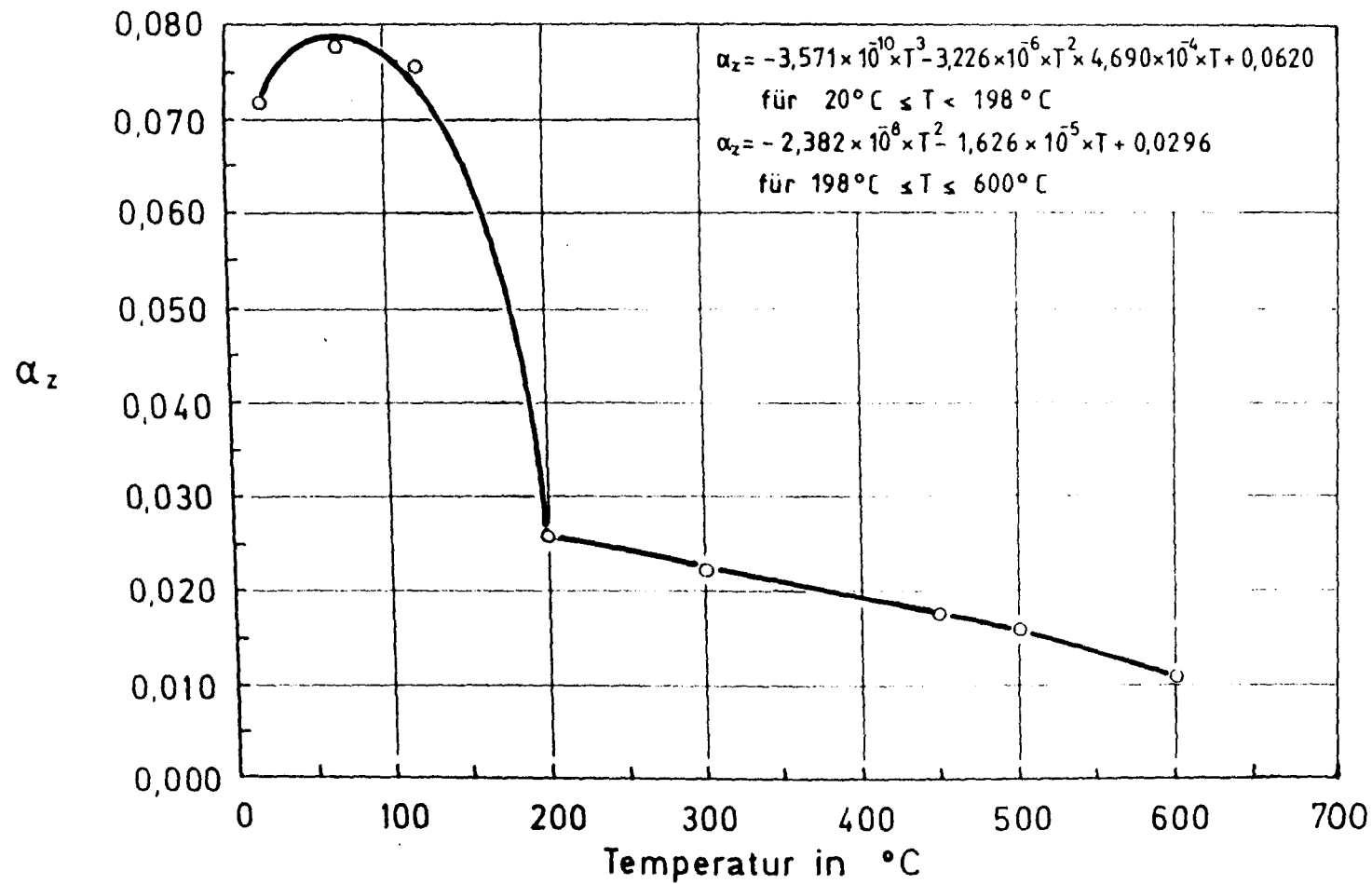


Bild 2.10: Parameter  $\alpha_z$  des 5-Parameter-Modells von Willam/Warneke in Abhängigkeit von der Temperatur.

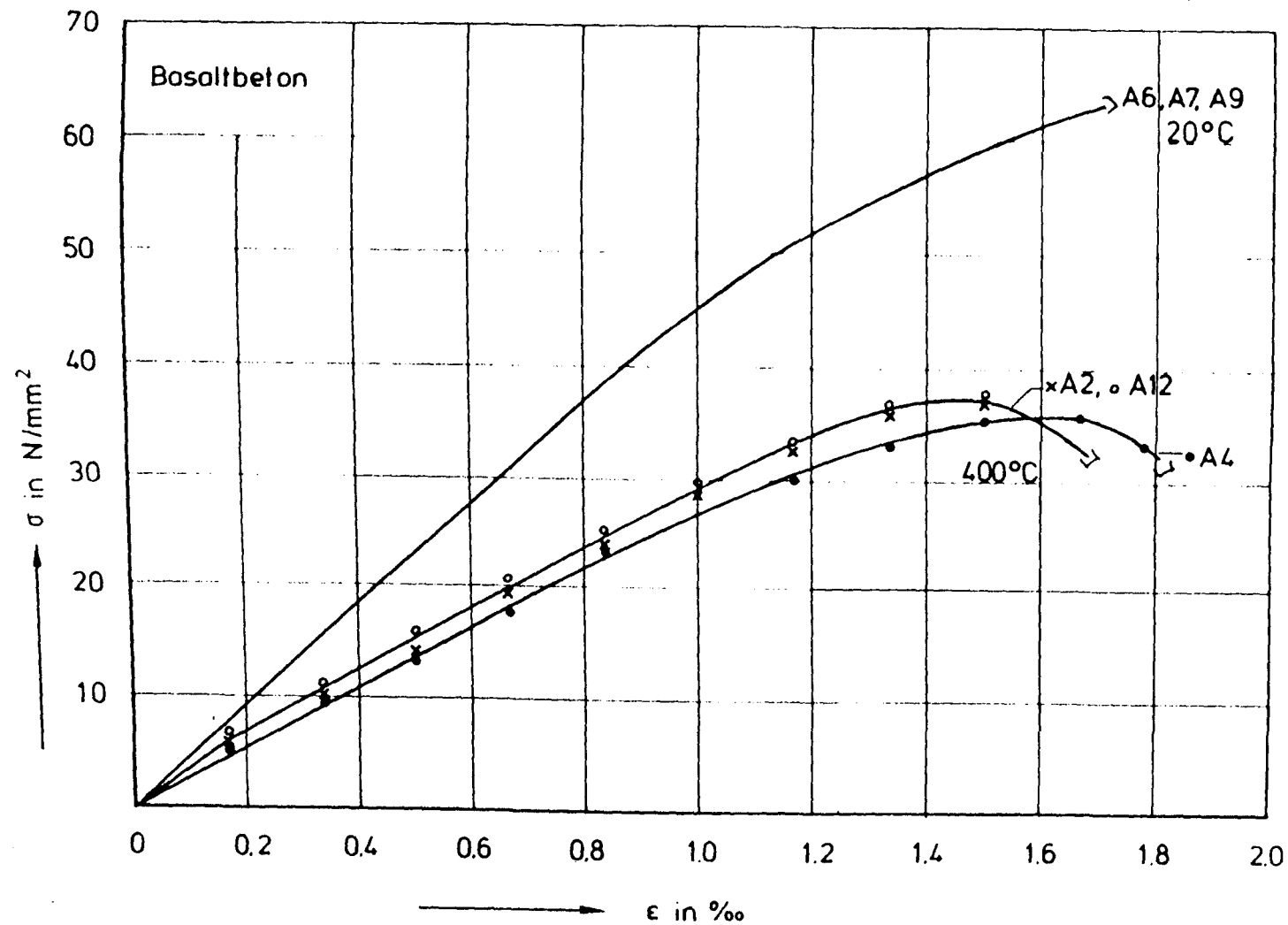


Bild 2.11:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme von Basaltbeton bei Raumtemperatur und bei 400°C (belastet aufgeheizte Proben)

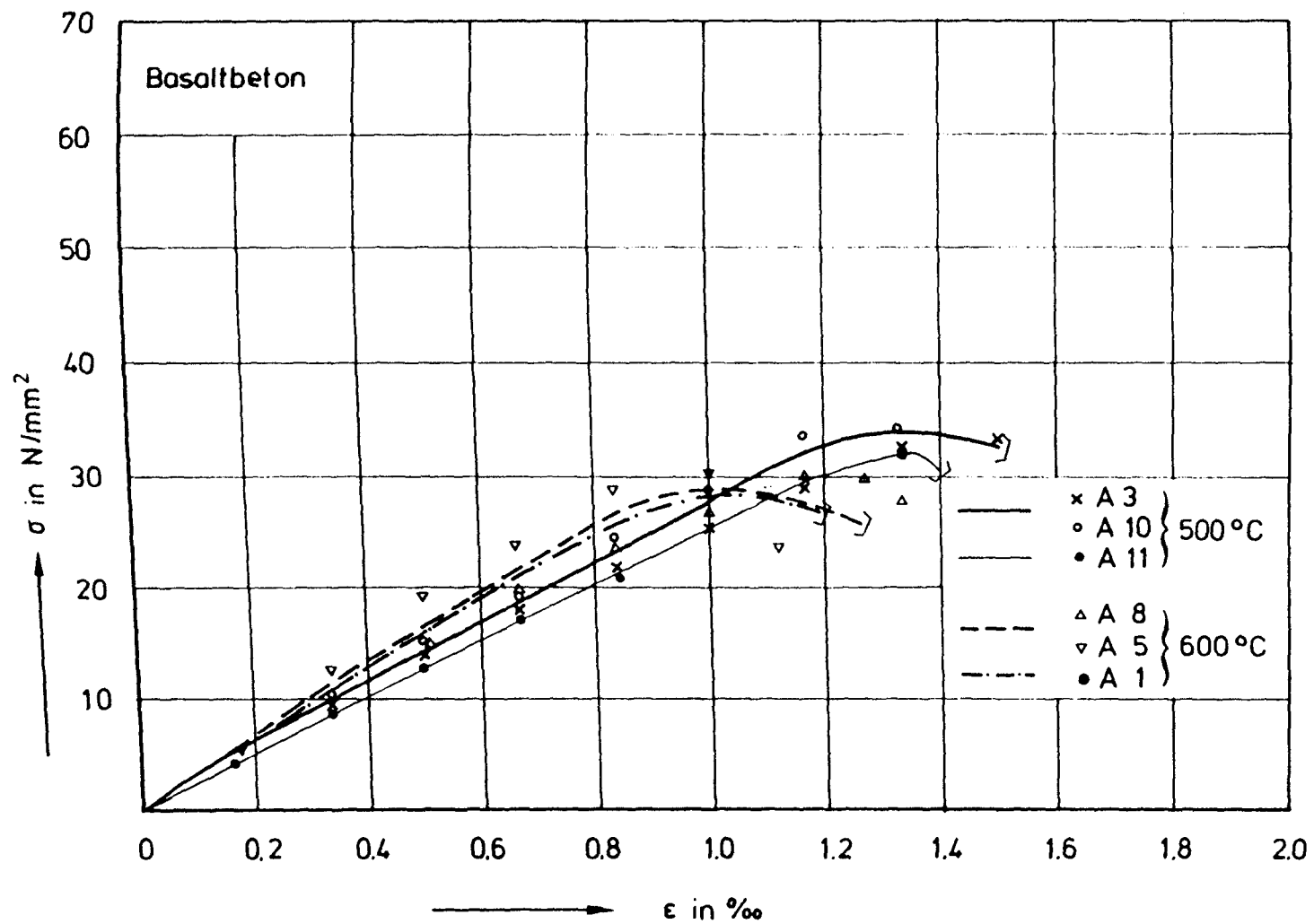


Bild 2.12:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme von Basaltbeton bei 500°C und 600°C (belastet aufgeheizte Proben).

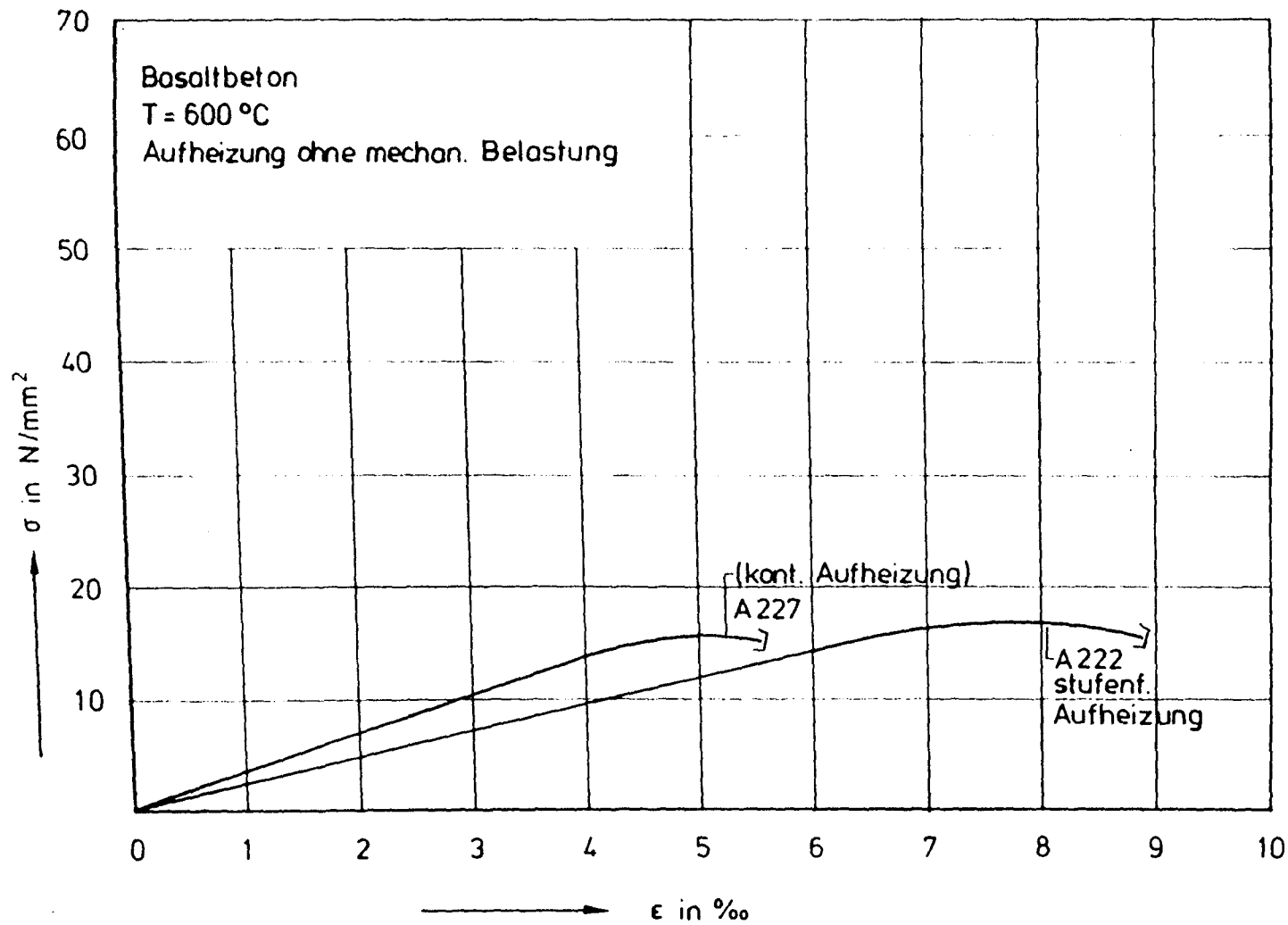


Bild 2.13:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme von Basaltbeton bei 600°C (unbelastet aufgeheizte Proben)

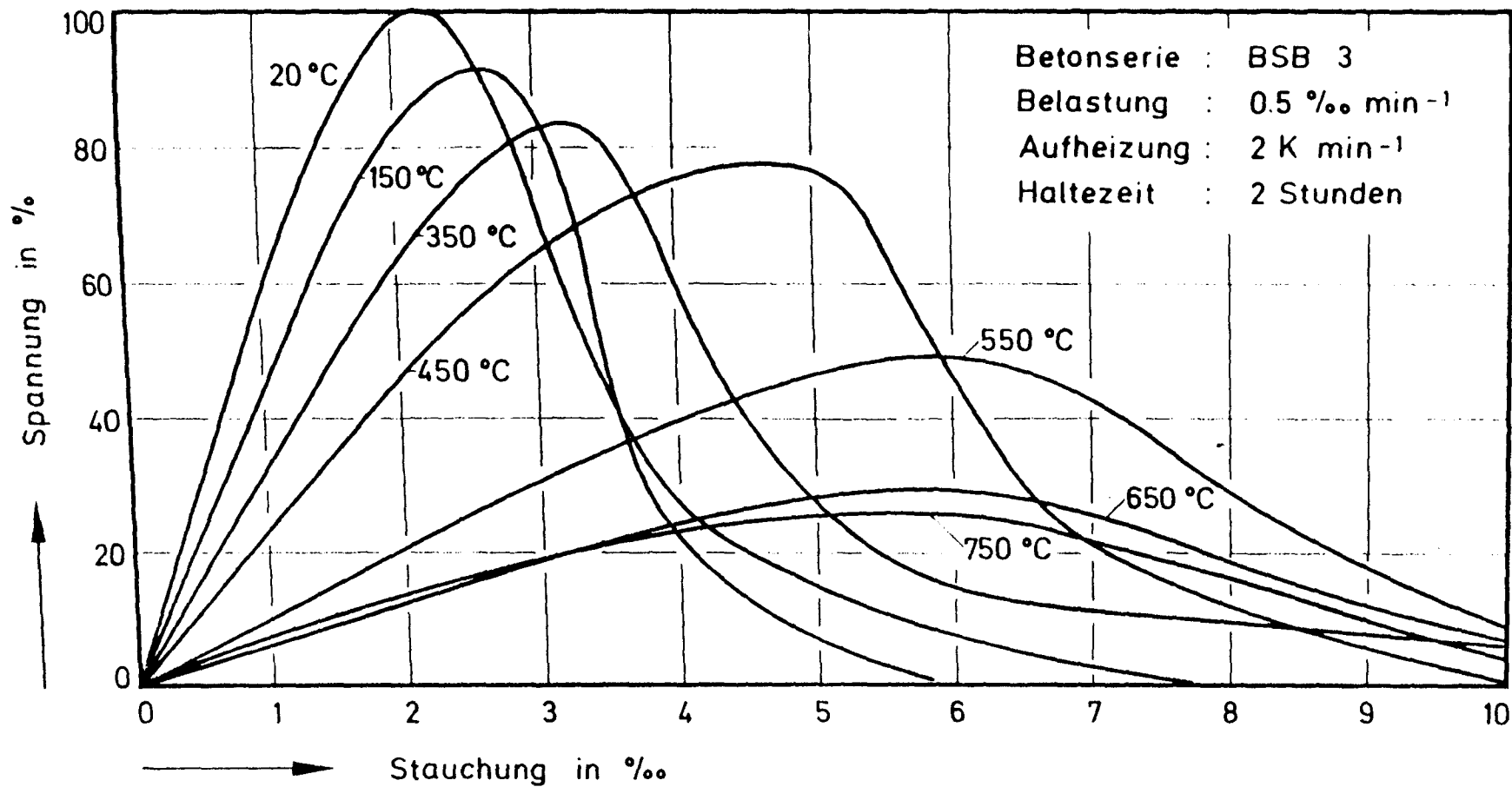


Bild 2.15:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung von Basaltbeton bei hohen Temperaturen.



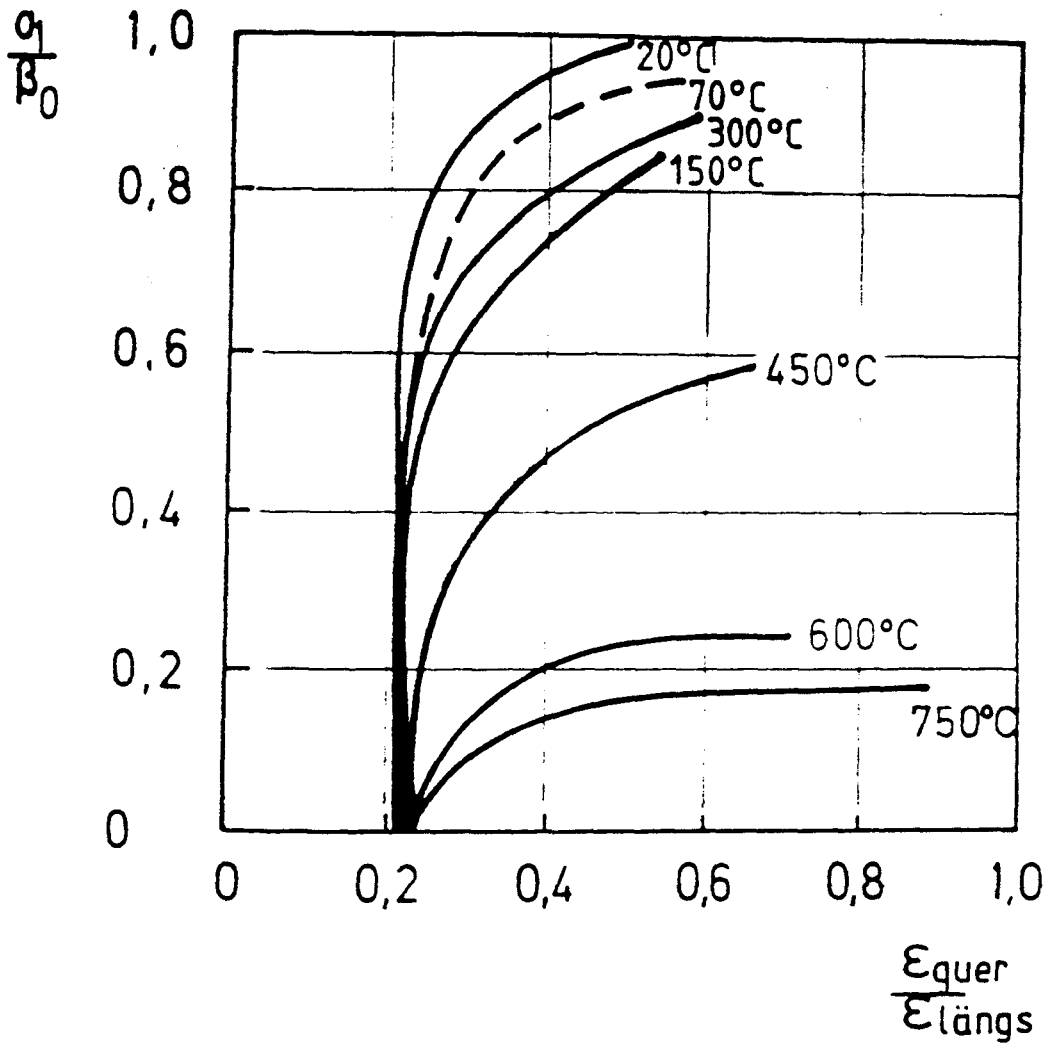


Bild 2.16: Querdehnnzahlen eines quarzitisches Normalbetons in Abhängigkeit vom Belastungsgrad (nach/2.6/) und Werte für den HRB-Basaltbeton bei 70°C.

### 3. Kriechen von HTR-Beton

Im Verlaufe des Errichtens, Vorspannens, Prüfens und der Inbetriebnahme sowie des anschließenden Dauerbetriebs ist der Reaktorbeton unterschiedlichen mechanischen und thermischen Belastungen ausgesetzt. Schematisch ist dies in Bild 3.1 dargestellt. Es lassen sich i. w. drei Bereiche unterscheiden. Zur Zeit  $t_1$  wird der Beton beispielsweise durch Aufbringen der Vorspannung belastet, er zeigt eine spontan-elastische Verformung, anschließend erfolgt das Kriechen bei Raumtemperatur, das bis zum Zeitpunkt  $t_2$  andauert. Im Zuge der Betriebsaufnahme steigt die Temperatur bis zum Zeitpunkt  $t_3$  an. In dieser Phase tritt im Beton das sog. Übergangskriechen auf, auch instationäres Kriechen genannt. Zum Zeitpunkt  $t_3$  ist die relativ konstante Betriebstemperatur erreicht und der Beton zeigt stationäres Kriechen bei erhöhten aber konstanten Temperaturen. Nachfolgend werden die drei Bereiche:

- Bereich I: Kriechen bei Raumtemperatur
- Bereich II: Übergangskriechen oder instationäres Kriechen
- Bereich III: Stationäres Kriechen

getrennt behandelt, wobei über die Bereiche I und III, in denen jeweils stationäres Kriechen vorherrscht, zusammenfassend berichtet wird. Begonnen wird mit den Betonverformungen im Bereich II, dem Übergangskriechen.

Beim Zusammenstellen der Kriechdaten konnte zum überwiegenden Teil auf Verformungsdaten zurückgegriffen werden, die direkt mit dem HTR-Basaltbeton gemessen worden sind /3.1 bis 3.5/. Darüberhinaus konnten auch Erfahrungen und Versuchsdaten übernommen werden, die bei der Bearbeitung anderer Forschungsvorhaben gewonnen wurden /3.6 bis 3.9/.

#### 3.1 Übergangskriechen

In der Literatur /3.10 bis 3.16/ wird unter Übergangskriechen das Kriechen des Betons während des Übergangs von einer Temperaturstufe zu einer anderen verstanden. Es umfaßt den Zeitraum, in dem thermisch instationäre Verhältnisse vorherrschen, und wird daher auch instationäres Kriechen genannt.

Die entsprechenden Kriechdaten sind aus den Ergebnissen von sog. Warmkriechversuchen rechnerisch zu ermitteln. Beim Warmkriechversuch werden die Proben in die Prüfmaschine eingebaut, mit einer bestimmten Kraft - z. B. 10, 20 oder 30 % der bei Raumtemperatur gemessenen Festigkeit - belastet und unter Aufrechterhalten der Last mit konstanter Aufheizgeschwindigkeit bis zu Temperaturen aufgeheizt, die nahe an die Versagenstemperatur heranreichen. Die auftretenden Betonverformungen werden gemessen und entsprechend der verwendeten Definitionsgleichung für die Gesamtverformung ausgewertet.

In der Literatur /3.7 bis 3.16/ findet man eine ganze Reihe komplexer Ansätze, die das Verformungsverhalten mehr oder weniger zutreffend beschreiben. Bei fast allen Modellen werden die Gesamtverformungen eingeteilt in die lastunabhängige thermische Dehnung  $\varepsilon_{th}$  und in die lastabhängige Verformung  $\varepsilon_{\sigma}$ :

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} \quad (3.1)$$

wobei die Komponenten als abhängig von einer Vielzahl von Variablen angesehen werden; beispielsweise von der Temperatur  $T$ , der Feuchtigkeit  $h$ , der Spannung  $\sigma$ , ihren Ableitungen und ihren zeitlichen Verläufen:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T, \dot{T}, h, \dot{h}) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, \sigma(t), T, \dot{T}, h, \dot{h} \dots) \quad (3.2)$$

Die lastabhängigen Verformungsanteile während der Aufheizphase werden unter anderem /3.10/ in zeitunabhängige elastische, plastische und transiente Verformungen  $\varepsilon_{el}(\sigma, T)$ ,  $\varepsilon_{pl}(\sigma, T)$  und  $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$  und in zeitabhängige Kriechverformungen  $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$  unterteilt:

$$\varepsilon_{\sigma} = \varepsilon_{el}(\sigma, T) + \varepsilon_{pl}(\sigma, T) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) \quad (3.3)$$

Von Schneider /3.15 und 3.16/ wurde ein sehr differenziertes Modell erarbeitet:

$$\varepsilon_{\sigma} = \frac{\sigma}{E(E_0, \sigma, T)} (1 + \chi(\sigma, E, E_0) + \Phi(\sigma, T, h)) \quad (3.4)$$

Bei diesem Ansatz werden auch plastische Verformungsanteile  $\chi(\sigma, E, E_0)$  berücksichtigt, wie sie bei  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Diagrammen im Bereich hoher Lasten zu beob-

achten sind. Darüber hinaus werden gegenüber einem früheren Ansatz /3.12/ der E-Modul und die  $\Phi$ -Funktion last- bzw. feuchtigkeitsabhängig angesetzt.

Der E-Modul spielt in diesem Modell ebenso wie im Modell von Bazant und Panula /3.11/ eine zentrale Rolle, da alle anderen Verformungsanteile auf ihn bezogen sind. Der E-Modul hängt jedoch, wie die Ausführungen im Kapitel 1 gezeigt haben, sehr komplex von den hygrothermischen Verhältnissen und von der Versuchsdurchführung zu seiner Ermittlung ab (vgl. auch /3.17/ und /3.18/). Außerdem verhält sich Beton - insbesondere bei höheren Temperaturen - stark nichtlinear-elastisch.

Zur Veranschaulichung der Verhältnisse wird auf das Bild 1.5 verwiesen, das die temperaturabhängigen E-Modulverläufe des hochfesten Betons zeigt. Die E-Moduln wurden auf drei verschiedene Arten ermittelt. Kurve 1 gibt die E-Moduln wieder, die im Warmkriechversuch kontinuierlich durch zyklisches Be- und Entlasten der Proben zwischen 10 % und 30 % der Bruchlast bzw.  $\sigma_2 = 9,1 \dots 27,3 \text{ N/mm}^2$  bestimmt wurden. Kurve 2 repräsentiert Werte, die bei zyklischen Belastungen zwischen 0,2 % und 20 % bzw.  $\sigma_1 = 0,2 \dots 18,2 \text{ N/mm}^2$  ermittelt wurden. Die Werte der Kurve 3 entstammen einem sog. stationären Versuch (Aufheizen ohne Last, 2 h Halten nach Erreichen der Versuchstemperatur, Bestimmen des E-Moduls durch dreimaliges Be- und Entlasten bei konstanter Versuchstemperatur). Die E-Moduln verhalten sich bei einzelnen Versuchstemperaturen wie 1:5, d. h. entsprechend Gl. (3.4) müßten sich auch die  $\Phi$ -Werte je nach angesetztem E-Modul wie 1:5 verhalten.

Tatsächlich wird mit steigenden Temperaturen das Verhältnis von den elastischen Verformungen zu den nichtelastischen, lastabhängigen Verformungen immer kleiner, wie aus Bild 3.2 hervorgeht, das die lastabhängigen Verformungen  $\varepsilon_\sigma$  (s. Gl. (3.1)) eines mit 10 % seiner Bruchlast (bei 20 °C) belastet aufgeheizten, hochfesten Betons zeigt.

Bis etwa 100 °C werden die lastabhängigen Übergangsverformungen fast ausschließlich vom E-Modul bestimmt. In diesem Bereich hat sich der Ausgangs-E-Modul  $E(20 \text{ °C})$  um höchstens 10 bis 20 % erniedrigt. Oberhalb von 100 °C setzen starke lastabhängige Verkürzungen der Probe ein; die Verformungszunahme aufgrund des thermisch bedingten Abfalls des E-Moduls  $(\sigma_0/E(\hat{\sigma}_2, T) - \sigma_0/E(20 \text{ °C}))$  bzw.  $(\sigma_0/E(\hat{\sigma}_1, T) - \sigma_0/E(20 \text{ °C}))$  beträgt jedoch bei 150 °C nur

1/4 bis 1/8 der zusätzlich zur elastischen Anfangsverformung  $\varepsilon_{el}(20^\circ) = \sigma_0/E(20^\circ\text{C})$  auftretenden Verformung  $\sigma/\sigma_0 \cdot \tilde{\varepsilon}$  (vgl. Bild 3.2); bei 700 °C sind es 1/5 bis 1/25.

Aus den genannten Gründen und zur Vereinfachung der mathematischen Beschreibung der Verformungen werden in dem folgenden Ansatz die durch thermisch bedingte Änderung des E-Moduls hervorgerufenen Verformungen  $\sigma/E(\sigma, T) - \sigma/E(20^\circ\text{C})$  und die sonstigen lastabhängigen Verformungen  $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$  zu einem  $\tilde{\varepsilon} \cdot \alpha$  bzw.  $\tilde{\varepsilon} \cdot \sigma/\sigma_{ult}$  zusammengefaßt (vgl. Bild 3.2).  $\tilde{\varepsilon}$  stellt also die auf den Belastungsgrad bezogenen temperatur- und lastabhängigen Verformungen dar (normalized transient strain). Die Gesamtverformung setzt sich demnach additiv aus drei Komponenten zusammen:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{el}(\sigma) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad (3.5)$$

bzw.

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \frac{\sigma}{E(20^\circ\text{C})} + \frac{\sigma}{\sigma_{ult}} \cdot \tilde{\varepsilon}(T) \quad (3.6)$$

$\varepsilon_{th}$  und  $\tilde{\varepsilon}$  sind nur abhängig von der Temperatur;  $E(20^\circ\text{C})$  und  $\sigma_{ult}$  sind Konstanten.  $\tilde{\varepsilon}$  kann aus den Warmkriechkurven errechnet werden. Mit  $\alpha = \sigma/\sigma_{ult}$  erhält man für das bezogene instationäre Kriechen  $\tilde{\varepsilon}$ :

$$\tilde{\varepsilon} = (\varepsilon_{tot} - \varepsilon_{el}(20^\circ\text{C}) - \varepsilon_{th})/\alpha \quad (3.7)$$

Die Auswertung der Verformungsdaten einer ganzen Reihe von Betonserien (vgl. /3.7/ und /3.8/) hat ergeben, daß die Betonverformungen mit den o. g. Annahmen:

- $\varepsilon_{th}$  ist nur eine Funktion der Temperatur
- $\tilde{\varepsilon}$  ist nur eine Funktion der Temperatur

ausreichend genau beschrieben werden, sofern man sich nur auf Aufheizvorgänge und Belastungsniveaus von maximal etwa 50 ... 60 % der Bruchspannung bei Raumtemperatur beschränkt. Für höhere Spannungsniveaus ist  $\tilde{\varepsilon}$  auch als Funktion des Spannungsniveaus anzugeben; außerdem ist sowohl für die thermische Dehnung als auch für  $\tilde{\varepsilon}$  die thermische Geschichte zu berücksichtigen,

d. h., es ist mindestens anzugeben, ob es sich um Aufheizvorgänge oder Abkühlvorgänge handelt (s. z. B. /3.19/).

Aus praktischen Erwägungen heraus - insbesondere auch im Hinblick auf den Vergleich von Verformungsdaten, die mit unterschiedlichen Probenformen und Probenserien gewonnen wurden - scheint es im vorliegenden Fall günstiger zu sein, das instationäre Kriechen anstatt auf den Belastungsgrad  $\alpha$  direkt auf die aktuelle Spannung  $\sigma$  zu beziehen:

$$\tilde{\epsilon} = (\epsilon_{\text{tot}} - \epsilon_{\text{el}}(20\text{ °C}) - \epsilon_{\text{th}}) / \sigma \quad (3.8)$$

bzw. beim Warmkriechversuch auf die während des Versuchs konstant gehaltene Anfangsspannung  $\sigma_0$ :

$$\tilde{\epsilon} = (\epsilon_{\text{tot}} - \epsilon_{\text{el}}(20\text{ °C}) - \epsilon_{\text{th}}) / \sigma_0 \quad (3.9)$$

Bei den weiteren Betrachtungen wird demgemäß unter bezogenem instationären Kriechen ( $\tilde{\epsilon}$ ) von der Definition gemäß Gleichung (3.8) ausgegangen.

Um  $\tilde{\epsilon}$  aus den Versuchswerten errechnen zu können, müssen die elastische Anfangsverformung und die thermische Dehnung bekannt sein. Die elastische Anfangsverformung wird direkt gemessen und kann somit auch direkt in Gleichung (3.8) eingesetzt werden. Die thermische Dehnung ist in Parallelversuchen an unbelasteten Proben zu ermitteln. Wegen der zentralen Bedeutung der thermischen Dehnung für die Erweiterung des Übergangskriechens sind die wichtigsten Daten im folgenden Kapitel nochmals knapp zusammengestellt.

### 3.1.1 Thermische Ausdehnung während der Aufheizung und Abkühlung von HTR-Basaltbeton

Im Rahmen der Untersuchung des Dauerstandverhaltens von HTR-Basaltbeton /3.1/ wurde auch das thermische Dehnverhalten des Basaltbetons bis zu Temperaturen von 200 °C untersucht. In Bild 3.3 sind die entsprechenden Ergebnisse dargestellt. Die Einzelmeßwerte sind jeweils mit einem Kreuz gekennzeichnet. Die durchgezogene Linie stellt den errechneten Mittelwert der thermischen Dehnung von insgesamt sechs Proben dar, die unversiegelt aufgeheizt wurden. In den Versuchen betrug die Aufheizgeschwindigkeit einheit-

lich 5 K/h. Als Probekörper fanden Zylinder mit  $\varnothing$  8 cm und einer Länge von 24 cm Verwendung.

Zusätzlich ist in Bild 3.3 als gestrichelte Linie die zu erwartende thermische Ausdehnung eingezeichnet, die sich ergäbe, wenn die Proben unter versiegelten Bedingungen aufgeheizt würden. Der Verlauf der gestrichelten Linie wurde aus Versuchswerten errechnet, die im Rahmen eines anderen Forschungsvorhabens /3.9/ beim Aufheizen von versiegelten Kiesbeton- und versiegelten Zementsteinproben gewonnen wurden. Bei den Versuchen in /3.9/ hatte es sich gezeigt, daß die Anfangssteigung der thermischen Dehnung der versiegelten Proben gleich der Anfangssteigung der thermischen Dehnung der unversiegelten Proben ist. Bei den versiegelten Proben behält diese Steigung ihren Wert bis zu Temperaturen von etwa 250 °C bei, d. h. die thermische Dehnung der versiegelt aufgeheizten Proben kann durch eine Gerade beschrieben werden. Die Dehnungskurven der unversiegelt aufgeheizten Proben steigen ab etwa 80 °C - 90 °C flacher mit der weiteren Temperaturerhöhung an. Bei einigen Proben wurde im Bereich der stärksten Entwässerung sogar ein ausgeprägtes Plateau beobachtet. Nach Abschluß der Entwässerung - bei Temperaturen von etwa 140 °C - steigt die thermische Dehnung mit der weiteren Temperaturerhöhung wieder verstärkt an, um ab etwa 200 °C parallel zu der thermischen Ausdehnung der versiegelt aufgeheizten Proben zu verlaufen.

Neben den Dehnungsmessungen an zylindrischen Proben mit dem geringen Durchmesser von 8 cm wurden auch Dehnungsmessungen mit zylindrischen Proben durchgeführt, die einen Durchmesser von 15 cm hatten /3.2/. Der Temperaturbereich bei den zuletzt genannten Untersuchungen erstreckte sich von 20 °C bis 300 °C. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 3.4 dargestellt. Die Punkte bzw. Kreuze geben die mit den einzelnen Proben gemessenen Werte wieder. Die durchgezogene Linie repräsentiert den Mittelwert. Diese Proben wurden ebenso wie die dünneren Zylinder mit 5 K/h unversiegelt aufgeheizt.

Vergleicht man die Ergebnisse, die mit den dickeren Zylindern erzielt wurden, mit den Ergebnissen aus Versuchen mit den dünneren Zylindern, so kann man feststellen, daß nur im Temperaturbereich 20 °C bis etwa 140 °C geringfügige Unterschiede auftreten. Hier scheinen sich die dünneren Proben etwas stärker auszudehnen als die dickeren Proben. Es ist aber zu beachten, daß sowohl im Bild 3.3 als auch im Bild 3.4 die thermische Ausdehnung über der

Oberflächentemperatur dargestellt ist. Bei gleichen Oberflächentemperaturen ergeben sich jedoch für die unterschiedlich dicken Zylinder unterschiedliche mittlere Probentemperaturen. Die dünneren Zylinder weisen bei gleicher Oberflächentemperatur immer etwas höhere mittlere Probentemperaturen auf als die dickeren Zylinder und damit auch bei gleichen Oberflächentemperaturen etwas höhere thermische Ausdehnungen. Auch trocknen die dünneren Proben etwas schneller aus als die dickeren Zylinder, so daß die Schwindvorgänge, die zu einer Minderung der thermischen Ausdehnung führen, bei den dünneren Zylindern eher einsetzen als bei den stärkeren Zylindern.

Da die Feuchtezustände und die Temperaturen zwischen Probenkern und Probenmantel bei den dünneren Proben geringere Unterschiede aufweisen als bei den dickeren Proben, geben die mit den dünneren Zylindern gemessenen thermischen Ausdehnungen das Verhalten einer bestimmten Betonfaser in einem Bauteil besser wieder als die Werte, die mit den dickeren Proben gemessen worden sind. Bei den dickeren Zylindern werden die auftretenden Phänomene über einem größeren Temperaturbereich probenintern verschmiert.

Im Mittel liegen die Abweichungen zwischen den thermischen Dehnungen, die mit den dünnen Zylindern und denen, die mit den dicken Zylindern gemessen wurden, bei etwa 0,1 ‰. Dies ist eine Größenordnung, die bei solchen Untersuchungen üblicherweise auch als Exemplarstreuung auftritt.

Die in den Bildern 3.3 und 3.4 präsentierten Meßwerte sind in Bild 3.5 nochmals zusammen mit Ergebnissen aus /3.5/, bei denen die thermische Ausdehnung zwischen 20 °C und 600 °C gemessen wurde, und mit den Ergebnissen einer Messung, bei der die thermische Dehnung von HTR-Basaltbeton bis 900 °C gemessen wurde, zusammenfassend dargestellt. Für den Temperaturbereich 900 °C bis 1000 °C wurde die Dehnungskurve entsprechend den Erfahrungen, die im Rahmen anderer Untersuchungen (s. z. B. /3.6 und 3.7/) gewonnen wurden, extrapoliert.

Zusätzlich sind für den Bereich 90 °C bis etwa 450 °C als gestrichelte Linien die zu erwartenden thermischen Ausdehnungen aufgetragen, die sich beim Aufheizen versiegelter Proben ergäben. Der geschätzte Verlauf beruht, wie bereits erwähnt, auf Versuchserfahrungen /3.9/, wo er bis etwa 260 °C meßbereits erwähnt, auf Versuchserfahrungen /3.9/, wo er bis etwa 260 °C meßtechnisch abgesichert werden konnte. Bei den entsprechenden Versuchen hat sich gezeigt, daß im Temperaturbereich 250 °C bis 260 °C bereits geringste



Undichtigkeiten des Versiegelungsgefäßes innerhalb einiger Stunden zur vollständigen Austrocknung der Proben führt. Es ist daher auch unter den Massenbetonverhältnissen, wie sie beim dickwandigen HTR-Druckbehälter vorliegen, damit zu rechnen, daß bei Dampfdrücken von 16 bar (200 °C) bis 80 bar (ca. 275 °C) eine partielle Dampfdruckentlastung erfolgt. Dabei kommt es naturgemäß zum örtlichen Austrocknen des Betons, und seine thermische Dehnung wird sich an die des frei austrocknenden Betons anschließen. Während des Dampfdruckentlastungsvorganges wird der Beton infolge Schwindens trotz Temperaturerhöhung keine nennenswerte Ausdehnung zeigen. In Bild 3.5 ist dies durch das Abzweigen der gestrichelten Kurven bei 240 °C und bei 280 °C angedeutet. Der Betonwassergehalt, bei dem die thermische Ausdehnung von dem gestrichelten Verlauf in den durchgezogenen übergeht, kann entsprechend den Ausführungen des Kapitels 1.7 abgeschätzt werden.

Bild 3.6 gibt den Verlauf der Näherungspolynome für die thermische Dehnung des versiegelten und unversiegelten Basaltbetons wieder. Die thermische Dehnung unter versiegelten Bedingungen, die als obere Grenze anzusehen ist, wird durch die gestrichelte Linie beschrieben. Die durchgezogene Kurve repräsentiert den Verlauf der thermischen Dehnung unter unversiegelten Bedingungen. Die Gleichungen der Polynome für die thermische Dehnung lauten:

1. unter versiegelten Bedingungen

im Temperaturbereich  $20\text{ °C} \leq \vartheta \leq 275\text{ °C}$

$$\varepsilon_{th}(\vartheta) = -0,2729 + 0,01365 \vartheta \quad (3.10)$$

im Temperaturbereich  $275\text{ °C} < \vartheta \leq 491\text{ °C}$

$$\varepsilon_{th}(\vartheta) = 3,216 \cdot 10^{-7} \vartheta^3 - 3,74 \cdot 10^{-4} \vartheta^2 + 0,146 \vartheta - 15,126 \quad (3.11)$$

2. unter unversiegelten Bedingungen

im Temperaturbereich  $20\text{ °C} \leq \vartheta \leq 83\text{ °C}$

$$\varepsilon_{th}(\vartheta) = -0,2729 + 0,01365 \vartheta \quad (3.12)$$

im Temperaturbereich  $83\text{ °C} < \vartheta \leq 250\text{ °C}$

$$\varepsilon_{th}(\vartheta) = 1,562 \cdot 10^{-7} \vartheta^3 - 5,476 \cdot 10^{-5} \vartheta^2 + 0,0102 \vartheta + 0,307 \quad (3.13)$$

im Temperaturbereich  $250\text{ °C} < \vartheta \leq 607\text{ °C}$

$$\varepsilon_{th}(\vartheta) = 7,824 \cdot 10^{-13} \vartheta^5 - 7,91 \cdot 10^{-10} \vartheta^4 + 2,053 \cdot 10^{-7} \vartheta^3 + 1,598 \cdot 10^{-5} \vartheta^2 + 1,706 \cdot 10^{-7} \vartheta \quad (3.14)$$

im Temperaturbereich  $607\text{ °C} < \vartheta \leq 635\text{ °C}$

$$\varepsilon_{th}(\vartheta) = - 3,997 \cdot 10^{-7} \vartheta^3 + 4,888 \cdot 10^{-4} \vartheta^2 - 0,1348 \vartheta \quad (3.15)$$

im Temperaturbereich  $635\text{ °C} < \vartheta \leq 1000\text{ °C}$

$$\varepsilon_{th}(\vartheta) = 10,467 - 2,057 \cdot 10^{-3} \vartheta \quad (3.16)$$

Die während des Abkühlens von unbelasteten Basaltbetonproben (Probendurchmesser 15 cm, Probenlänge = 30 cm) auftretenden Kontraktionen sind in Bild 3.7 dargestellt. Man erkennt, daß die Verkürzungen der Proben, die von 120 °C abgekühlt wurden, nahezu linear mit der sinkenden Temperatur verlaufen. Nur im Anfangsbereich - beim Einsetzen der Abkühlung - ergeben sich geringere Kontraktionen. Das liegt daran, daß sich beim Einsetzen der Abkühlung zunächst in den Proben ein Temperaturgradient (innen heißer als außen) aufbauen muß. Bei der Abkühlung von 300 °C ist ein ähnliches Verhalten zu beobachten. Für das Abkühlen der Proben von 120 °C auf 20 °C läßt sich ein thermischer Ausdehnungskoeffizient von  $8,3 \times 10^{-6}/\text{K}$  errechnen; für die Abkühlung von 300 °C auf 20 °C von etwa  $9,6 \times 10^{-6}/\text{K}$ .

### 3.1.2 Übergangskriechen während des Aufheizens

Das Übergangskriechen des HTR-Basaltbetons wurde am intensivsten im Rahmen der Dauerstandversuche /3.1/ und der E-Modulversuche /3.2/ untersucht. Hierbei wurden zylindrische Proben mit einem Durchmesser von 8 cm und einer Länge von 20 cm unversiegelt mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 5 K/h bei unterschiedlicher mechanischer Belastung auf Temperaturen von 70 °C, 120 °C bzw. auf 200 °C aufgeheizt. Die Spannungsniveaus reichten von 0 N/mm<sup>2</sup> bis zu 37,5 N/mm<sup>2</sup>. Pro Versuchsparameterkombination wurden im allgemeinen drei Proben geprüft.

Eine zusammenfassende Darstellung der gemessenen Gesamtverformungen ist in Bild 3.8 dargestellt. Hierin entsprechen die Werte, die beim Spannungsniveau  $\sigma = 0$  gemessen wurden der thermischen Dehnung des Betons. Man erkennt,

daß die instationären Kriechverformungen bereits bei relativ niedrigen Spannungsniveaus, z. B.  $16,1 \text{ N/mm}^2$ , die thermische Ausdehnung des Betons kompensieren. Bei höheren Kriechspannungen, z. B. bei  $26 \text{ N/mm}^2$ , erreichen die instationären Kriechverformungen bereits das doppelte der thermischen Ausdehnung. Des weiteren erkennt man, daß die Meßwerte abgesehen von den Werten, die bei den mit  $32,2 \text{ N/mm}^2$  belasteten Proben gemessen wurden, relativ geringe Exemplarstreuungen aufweisen.

Um die Effekte, die teilweise durch die Meßwertstreuungen überdeckt werden, besser erkennen zu können, wurden von den Meßwerten zunächst Mittelwerte gebildet. Die dabei angewandten Verfahren dazu sind ausführlich in /3.1/ und /3.19 und 3.20/ beschrieben.

Die errechneten Mittelwerte sind in Bild 3.9 dargestellt. Man erkennt, daß nahezu unabhängig von Belastungsgrad bis zu Temperaturen von etwa  $60^\circ\text{C}$  Ausdehnungen der Probekörper auftreten. Oberhalb von  $60^\circ\text{C}$  setzt dann in verstärktem Maße instationäres Kriechen ein. Die Kriechgeschwindigkeit erreicht ihre größten Werte im Temperaturbereich von  $90^\circ\text{C}$  bis  $120^\circ\text{C}$ , also bei den Temperaturen, wo die Entwässerungsvorgänge verstärkt ablaufen. Nach dem Austrocknen der Proben, etwa ab  $120^\circ\text{C} - 140^\circ\text{C}$ , nehmen die Kriechgeschwindigkeiten wieder ab.

Aus Übersichtsgründen sind in Bild 3.10 die instationären Kriechverformungen dargestellt, die entsprechend der Gl. (3.5) unter Verwendung der in Bild 3.3 und 3.9 angegebenen thermischen Dehnungen und der bei den jeweiligen Versuchen gemessenen spontanen elastischen Anfangsverformungen errechnet wurden. Bild 3.10 kann man entnehmen, daß die Kurven der instationären Kriechverformungen, die bei verschiedenen Belastungen gemessen wurden, untereinander eine große Ähnlichkeit aufweisen. Werden die instationären Kriechverformungen gemäß Gl. (3.9) auf die Anfangsspannung  $\sigma_0$  bezogen, so erhält man die in Bild 3.11 dargestellten Ergebnisse. Sie zeigen, daß bis zu Belastungen von  $26,8 \text{ N/mm}^2$  eine Linearität zwischen der Größe der instationären Kriechverformungen und der angelegten Spannungen existiert. Bei höheren Belastungsgraden, hier bei Kriechspannungen von  $32,2 \text{ N/mm}^2$  und  $37,5 \text{ N/mm}^2$ , die etwa 60 % bzw. 70 % der Bruchspannung bei  $20^\circ\text{C}$  entsprechen, nehmen die Kriechverformungen überproportional mit der angelegten Spannung zu. Um diese Nichtlinearität zwischen den Spannungen und den in-

stationären Kriechverformungen bei hohen Spannungsniveaus zu berücksichtigen, wird folgende Normierung eingeführt:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{\text{tot}} - \varepsilon_{\text{el}} (20 \text{ }^{\circ}\text{C}) - \varepsilon_{\text{th}}}{\sigma_0 \cdot \gamma} \quad (3.17)$$

Die Korrekturfunktion  $\gamma$  (Bild 3.12) wird durch folgende Funktionen beschrieben:

$$\gamma = 1 \quad (3.18)$$

für  $\sigma < 26,8 \text{ N/mm}^2$  ( $= 0,5 \cdot \sigma_{\text{ult}} (20 \text{ }^{\circ}\text{C})$ )

$$\gamma = 8,531 \cdot 10^{-5} (\sigma - 26,8)^4 - 1,64 \cdot 10^{-3} (\sigma - 26,8)^3 + 0,0135 \cdot (\sigma - 26,8)^2 - 7,111 \cdot (\sigma - 26,8) + 1 \quad (3.19)$$

für  $\sigma \geq 26,8 \text{ N/mm}^2$

Die progressive Zunahme der Werte der Korrekturfunktion bei Spannungen oberhalb von  $26,8 \text{ N/mm}^2$  weist auf das Versagen der Proben unter hohen Kriechspannungen hin.

In Bild 3.13 sind die mit Hilfe der Funktion  $\gamma$  entsprechend der Gl. (3.17) normierten bezogenen instationären Kriechverformungen aufgetragen. Die gepunkteten Kurven geben die einzelnen, bei unterschiedlichen Spannungsniveaus gemessenen, bezogenen instationären Kriechverformungen wieder. Die durchgezogene Linie repräsentiert den Mittelwert. Man kann feststellen, daß durch die eingeführte Normierung eine sehr gute Übereinstimmung der bei unterschiedlichen Kriechspannungen ermittelten bezogenen Kriechkurven erzielt wird.

Ähnliche Versuche wie mit den dünnen Zylindern (Durchmesser 8 cm) wurden im Rahmen der Hochtemperaturkriechversuche auch mit den dickeren Zylindern (15 cm Durchmesser) durchgeführt. Die Kriechspannung betrug bei diesen Versuchen einheitlich  $15 \text{ N/mm}^2$ . Das Aufheizen erfolgte ebenfalls mit 5 K/h. Die Ergebnisse der mit Basaltbeton durchgeführten Kriechversuche sind in Bild 3.14 zusammengefaßt. Um zu den bezogenen instationären Kriechkurven zu gelangen, ist von den in Bild 3.14 dargestellten Werten noch die thermische Dehnung abzuziehen und durch die Kriechspannung ( $15 \text{ N/mm}^2$ ) zu dividieren.

Das entsprechende Ergebnis ist in Bild 3.15 dargestellt. Daneben ist das bezogene instationäre Kriechen der dünneren Zylinder mit vergleichbarer Kriechspannung als gestrichelte Linie mit aufgeführt (vgl. auch Bild 3.11). Man erkennt, daß das bezogene instationäre Kriechen der dickeren Zylinder in dem betrachteten Temperaturbereich bis 200 °C um ca. 10 % geringer ausfällt als das Kriechen der dünneren Zylinder. Ursache dafür mag sein, daß in den dickeren Zylindern, aufgrund der im Vergleich zu den dünneren Zylindern größeren Temperaturdifferenz zwischen Probekörperzentrum und Mantelfläche, bei gleicher Oberflächentemperatur eine geringere mittlere Proben-temperatur vorherrscht als bei den dünneren Zylindern. Somit werden die bei einer bestimmten mittleren Proben-temperatur zu erwartenden Kriechverformungen in Richtung höherer Oberflächentemperaturen verschoben. Insofern muß angenommen werden, daß die bezogenen instationären Kriechwerte, die mit den dünneren Zylindern ermittelt worden sind, das Kriechen einer bestimmten Betonfaser in der Konstruktion eher beschreiben als die mit den dickeren Zylindern ermittelten Kriechwerte.

Im Rahmen der Hochtemperaturfestigkeitsuntersuchungen wurden auch instationäre Kriechwerte des Basaltbetons bis zu 600 °C ermittelt. Diese Proben wurden unversiegelt mit unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten aufgeheizt. Die Ergebnisse, die bei langsamem Aufheizen (rd. 5 K/h) ermittelt wurden, sind in Bild 3.16 angegeben; die bei schnellem Aufheizen (rd. 20 K/h) erzielten Werte enthält Bild 3.17. In den Bildern sind die jeweils bei den Versuchen gemessenen Einzelwerte sowie - als durchgezogene Linien - die Mittelwerte aus drei Versuchen dargestellt. Außerdem enthalten die Bilder noch die Mittelwerte aller bei den Versuchen gemessenen instationären Kriechwerte als gestrichelte Linien.

Vergleicht man die Bilder 3.16 und 3.17, so gewinnt man zunächst den Eindruck, daß die Aufheizgeschwindigkeit einen erheblichen Einfluß auf die Werte des instationären Kriechens bis 600 °C ausübt. Bei den langsam aufgeheizten Basaltbetonprobekörpern (s. Bild 3.16) liegt die Mittelwertkurve für die untersuchten Proben A 12, A 10 und A 8 immer über dem Mittelwert aller Basaltbetonproben, während die schnell aufgeheizten Proben ein geringeres instationäres Kriechen zeigen. Weitere Untersuchungen haben aber gezeigt, daß der Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit nicht überschätzt werden sollte (vgl. /3.5/).

Nach entsprechendem Auswerten der Versuchsdaten aus den Bildern 3.16 und 3.17 gemäß Gl. (3.9), unter Zugrundelegen der in Bild 3.5 angegebenen thermischen Dehnung, erhält man für das bezogene instationäre Kriechen des Basaltbetons den in Bild 3.17 angegebenen Kurvenverlauf. Zum Vergleich sind als gestrichelte Linie noch die Ergebnisse aus den Dauerstandversuchen /3.1/ und die Ergebnisse der Hochtemperaturkriechversuche /3.3/ dargestellt. Man erkennt, daß sich in den vergleichbaren Temperaturbereichen eine gute Übereinstimmung der bezogenen instationären Kriechverformungen ergibt. Daraus kann unter anderem abgeleitet werden, daß sowohl die Aufheizgeschwindigkeit als auch die Probenfeuchtigkeit das instationäre Kriechen nur geringfügig beeinflussen.

Die zuletzt gemachte Feststellung, daß die Feuchtigkeit ohne gravierenden Einfluß auf die Entwicklung der instationären Kriechverformungen ist, wird unter anderem durch die Versuchsergebnisse aus /3.9/ gestützt. Bei den dortigen Versuchen wurden unter gleichen thermischen Bedingungen jeweils eine Probe unversiegelt und eine Probe versiegelt bis auf Temperaturen von maximal 260 °C aufgeheizt. Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigte, daß sich die Proben hinsichtlich ihres thermischen Ausdehnungsverhaltens zwar deutlich unterscheiden (vgl. auch Abschnitt 3.1.1), die instationären Kriechverformungen jedoch fast identisch waren. - Entsprechende Versuche mit dem Basaltbeton werden erst im Rahmen des F u. E-Programms "HTR-Betonversuche - Ergänzende Betonversuche" in Kürze begonnen.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß beim Basaltbeton bis etwa 40 °C das instationäre Kriechen sehr gering ist. Im anschließenden Temperaturbereich kann man die Kurve für das bezogene instationäre Kriechen bis etwa 400 °C mit einer Geraden beschreiben. Oberhalb von 400 °C nimmt das instationäre Kriechen mit steigender Temperaturerhöhung progressiv zu. Bei 600 °C wurden meßtechnische Werte von  $0,55 \times 10^{-3} \text{ mm}^2/\text{N}$  gefunden. Bei höheren Temperaturen wurde der Basaltbeton noch nicht untersucht. Erfahrungen mit anderen Betonen lassen darauf schließen, daß das bezogene instationäre Kriechen bis 800 °C noch auf das drei- bis vierfache ansteigt. Bei 1000 °C sind Werte zu erwarten, die etwa zehn- bis zwanzigmal höher liegen als die bei 600 °C gemessenen.

Für die Verwendung der Daten bei Berechnungen ist zu empfehlen, daß bis zu Temperaturen von 200 °C, beispielsweise zur Analyse des Betriebsverhaltens, auf die in Bild 3.13 angegebenen bezogenen instationären Kriechwerte zurückgegriffen werden sollte. Für Störfallanalysen bis zu Temperaturen von 1000 °C kann der Einfachheit halber auf die in Bild 3.18 (inklusive der gegebenen Abschätzung des Verhaltens bis 1000 °C) angegebenen Werte zurückgegriffen werden.

Der Verlauf des Mittelwerts der nomierten, bezogenen instationären Kriechverformungen kann durch folgenden Polynom beschrieben werden (Bild 3.19):

$$\begin{aligned} \epsilon_{tr}(\vartheta) = & -1,322 \cdot 10^{-11} \vartheta^5 - 2,681 \cdot 10^{-9} \vartheta^4 + 1,06 \cdot 10^{-5} \vartheta^3 \\ & 4,253 \cdot 10^{-3} \vartheta^2 - 5,694 \cdot 10^{-5} \vartheta \end{aligned} \quad (3.17)$$

### 3.1.3 Übergangskriechen während des Abkühlens

Die während des Abkühlens ablaufenden lastabhängigen Übergangsverformungen wurden intensiv nur an Kiesbeton bis zu Temperaturen von etwa 850 °C untersucht. Über die entsprechenden Ergebnisse wurde ausführlich in /3.7/ und /3.19/ berichtet. Zum Berechnen der während des Abkühlens ablaufenden transienten Kriechverformungen wurde das gleiche Modell wie für die Aufheizphase herangezogen. Die Auswertungen der Meßergebnisse an Kiesbeton haben ergeben, daß größere lastabhängige Übergangsverformungen nur die Proben aufweisen, die auf über 600 °C aufgeheizt worden waren. Bei ihnen setzte im Verlaufe der Abkühlung im Temperaturbereich um 573 °C infolge der reversiblen Quarzumwandlung eine nahezu sprunghafte Verkürzung um ca. 2 ‰ ein. Nach Durchlaufen dieses Sprunges traten dann nur noch sehr geringe lastabhängige Verkürzungen auf.

Die Auswertungen der Versuche mit höheren Belastungsgraden haben gezeigt, daß bei Abkühlvorgängen die lastabhängigen Übergangsverformungen nahezu unabhängig vom Belastungsgrad sind, d. h. bei Belastungen zwischen 10 % und 60 % der Bruchlast treten in der Abkühlphase Verformungen in gleicher Höhe auf. Zur Veranschaulichung sind in Bild 3.20 die transienten Kriechverformungen, die im Verlaufe eines Aufheiz- und Abkühlzyklus auftreten, für die Belastungsgrade  $\alpha = 0,1$  und  $\alpha = 0,4$  dargestellt. In der Aufheizphase sind der Belastungsgrad und die Temperatur entscheidend für die lastabhängigen

Übergangsverformungen. Im Verlaufe des Abkühlens treten bei belasteten Proben geringe zusätzliche Verkürzungen auf ( $\epsilon_{tr,ab}$ ). Sie können bis zu 560 °C in erster Linie linear von der Temperatur gemäß der nachfolgenden Gl. (3.18) und unabhängig vom Belastungsgrad angesetzt werden.

$$\epsilon_{tr,ab} = 1 \text{ ‰} \cdot (T - 20 \text{ °C}) / 540 \text{ °C} \quad (3.18)$$

Beim Überschreiten der Höchsttemperatur von 560 °C ist im Bereich der Quarzsumwandlung (573 °C) eine zusätzliche stufenförmig verlaufende Verkürzung von etwa 2 ‰ zu addieren.

Das Übergangskriechen während des Abkühlens des HTR-Basaltbetons wurde im Rahmen der Hochtemperaturkriechversuche /3.3/ eingehender untersucht. Die entsprechenden Versuchsergebnisse sind in Bild 3.21 dargestellt. Man erkennt, daß die Proben, die von 120 °C abgekühlt wurden, sich nahezu linear mit der Temperaturerniedrigung verkürzen. Nur im Anfangsbereich, d. h. beim Einsetzen der Abkühlung, ergeben sich geringere Kontraktionen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich beim Einsetzen der Abkühlung zunächst in den Proben ein Temperaturgradient aufbauen muß, bevor die Proben gleichmäßig auskühlen können. D. h. die Oberflächentemperaturen, die hier angegeben sind, müssen gegenüber der mittleren Temperatur der Proben sinken. Dabei treten naturgemäß noch keine Verkürzungen auf.

Beim Abkühlen von 300 °C ist ein ähnliches Verhalten zu beobachten. Vergleicht man die Kontraktionen der unbelastet abgekühlten Proben (vgl. Bild 3.6 und Bild 3.21), so kann man feststellen, daß sich die einzelnen Werte geringfügig unterscheiden. So werden beispielsweise die unter Belastung von 120 °C auf 40 °C abgekühlten Proben um 0,8 ‰ kürzer, während die Verkürzungen bei den unbelastet abgekühlten Proben nur etwa 0,63 ‰ betragen. Ähnlich verhält es sich wiederum bei den von 300 °C abgekühlten Proben. Auch hier zeigen die belastet abgekühlten Proben etwas stärkere Verkürzungen als die unbelastet abgekühlten Proben, so daß in erster Näherung auf den Ansatz, der bei der Untersuchung des Kiesbetons in /3.7/ gewonnen wurde, zurückgegriffen werden kann.

$$\epsilon_{tr,ab} = 0,15 \text{ ‰} (T - 20 \text{ °C}) / 100 \text{ °C} \quad (3.19)$$



Zu den in Gl. (3.19) angegebenen Verformungen ist analog zu dem Vorgehen bei Kiesbeton beim Überschreiten von 600 °C während des Aufheizens im Verlaufe des Abkühlens die sprunghafte Verkürzung infolge der Quarzumwandlung zu addieren. Aufgrund des im Vergleich zum Kiesbeton etwa nur halb so hohen Quarzanteils des Basaltbetons sollte hier eine sprunghafte Verkürzung von nur 1 ‰ berücksichtigt werden.

#### 3.1.4 Übergangskriechen nach Vortemperieren

Beim Betrieb des Reaktors ist davon auszugehen, daß der Beton nach Erreichen seiner stationären Betriebstemperatur im Verlaufe eines Störfalles - ansteigend von dieser normalen Betriebstemperatur - eine weitere Temperaturerhöhung erfährt. Zum realitätsnahen Beschreiben der Betonverformungen ist es also erforderlich zu wissen, ob der Beton nach vorausgegangener langandauernder Beanspruchung mit stationären höheren Temperaturen bei einem weiteren Temperaturanstieg wiederum instationäre Kriechverformungen zeigt.

Das Verformungsverhalten des Betons, insbesondere seine Übergangsverformungen, wurden im geringen Umfang im Rahmen der Hochtemperaturkriechversuche /3.3/ und der Hochtemperaturfestigkeitsversuche /3.5/ näher untersucht. Die mit Basaltbeton erzielten Versuchsergebnisse sind in den Bildern 3.22 und 3.23 dargestellt.

Bild 3.21 enthält auf der Y-Achse die Summe aus instationärem Kriechen und thermischer Dehnung und auf der X-Achse die Temperatur. Als durchgezogene Linie ist der Mittelwert der Verformungskurven dargestellt, die bei Beginn des Aufheizens bei Raumtemperatur gemessen wurden. Außerdem enthält das Bild noch die entsprechenden Werte, die sich nach vorgeschalteter Haltezeit (bei 120 °C etwa 56 h), während des Aufheizens von 120 °C auf 300 °C ergeben haben. Man erkennt, daß die Mittelwertkurve dieser Verformungen bei etwa 190 °C in die jungfräuliche Kurve einmündet.

Man kann dieses Ergebnis so interpretieren, daß die thermisch/mechanische Vorgeschichte nach einer Temperaturerhöhung um ca. 80 °C (von 120 °C auf 200 °C) für das weitere Verhalten der Betone kaum noch eine Rolle spielt. Anders ausgedrückt: Nach Abschluß einer stationären Belastung bei erhöhten

Temperaturen tritt im Verlaufe der weiteren Temperaturerhöhung das gleiche instationäre Kriechen wie beim erstmaligem Temperaturanstieg auf (vgl. auch Bild 3.23).

### 3.2 Literatur

- /3.1/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Dauerstandversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.
- /3.2/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - E-Modul-Versuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.
- /3.3/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturkriechversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Juni 1986.
- /3.4/ Diederichs, U.; Ehm, C.: HTR-Betonversuche - Biaxiale Druckversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Juni 1986
- /3.5/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturfestigkeitsversuch. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Januar 1989.
- /3.6/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.: Hochtemperaturverhalten von Beton. Arbeitsbericht 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teil II, Technische Universität Braunschweig, Mai 1983.

- /3.7/ Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.; Schneider U.; Wydra, W.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht 1984 - 1986 des Sonderforschungsbereiches 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teil II, Technische Universität Braunschweig, Juli 1987.
- /3.8/ Jumppanen, U. M.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Material Properties of F-Concrete at High Temperatures. VTT Research Reports 452, Technical Research Centre of Finland, Espoo (Finland) 1986.
- /3.9/ Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.; Rostásy, F. S.: Untersuchungen zum Einfluß hoher Betriebstemperaturen auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton in massigen Konstruktionen der Energie- und Abfalltechnik. Abschlußbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig über ein vom Nds. Minister für Wissenschaft und Kunst gefördertes Forschungsvorhaben (Bericht in Vorbereitung).
- /3.10/ Anderberg, Y.; Thelandersson, S.: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures. 2. Experimental Investigation and Material Behaviour Model. Lund Inst. of Technology, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 54, Lund 1976.
- /3.11/ Bazant, Z. P.; Panula, L.: Practical Prediction of Time-dependent Deformations of Concrete (Pat 1-6); Materials and Structures; Vol. 11, No. 65, pp. 301 - 328, 1978, No. 66, pp. 415 - 434, Vol. 12, No. 66, pp. 160 - 183, 1979.
- /3.12/ Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitation, Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 42, Braunschweig, 1979.
- /3.13/ Schneider, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen (Behaviour of Concrete at High Temperatures), Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb), Heft 337, Berlin 1982.

- /3.14/ Khoury, G. A.; Grainger, B. N.; Sullivan, P. J. E.: Strain of Concrete during the First Heating to 600 °C Under Load. Magazine of Concrete Research, Vol. 37, No. 133, pp. 195 - 215, December 1985.
- /3.15/ Schneider, U. et al.: Behaviour of Concrete at High Temperatures. RILEM COMMITTEE 44-PHT, Final Report, Kassel 1983, 2. Auflage 1985.
- /3.16/ Schneider, U.: Concrete at High Temperatures - A General Review, Fire Safety Journal, 13 (1988), 55 - 58
- /3.17/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Weber, A.: Behaviour of HTR-Concrete; State of the Art. IAEA Specialists' Meeting on Design, Criteria and Experience with Prestressed Reactor Pressure Vessels, 4.-7. Dezember 1984 in Lausanne (Switzerland), IAEA-Repeort IWGGCR-11, Wien 1985.
- /3.18/ Diederichs, U.: Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei instationären Temperaturen. Tagungsband zum Abschlußkolloquium des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", 19.-20. März, TU Braunschweig, 1987.
- /3.19/ Wydra, W.; Diederichs, U.; Schneider, U.: Deformation Behaviour and Creep Effects During a Heating-Cooling-Cycle. Proceedings of the 8th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Brussels (Belg.), 19.-23. Aug. 1985, volume 4, paper H 5/6, 1985.
- /3.20/ Weber, A.; Wydra, W.; Diederichs, U.: A Contribution to the Analytical Description of Concrete Deformation under Transient Temperatures. Proceedings of the 8th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Brussels (Belg.), 19.-23. August 1985, Volume 4, pp. 121 - 126, 1985.

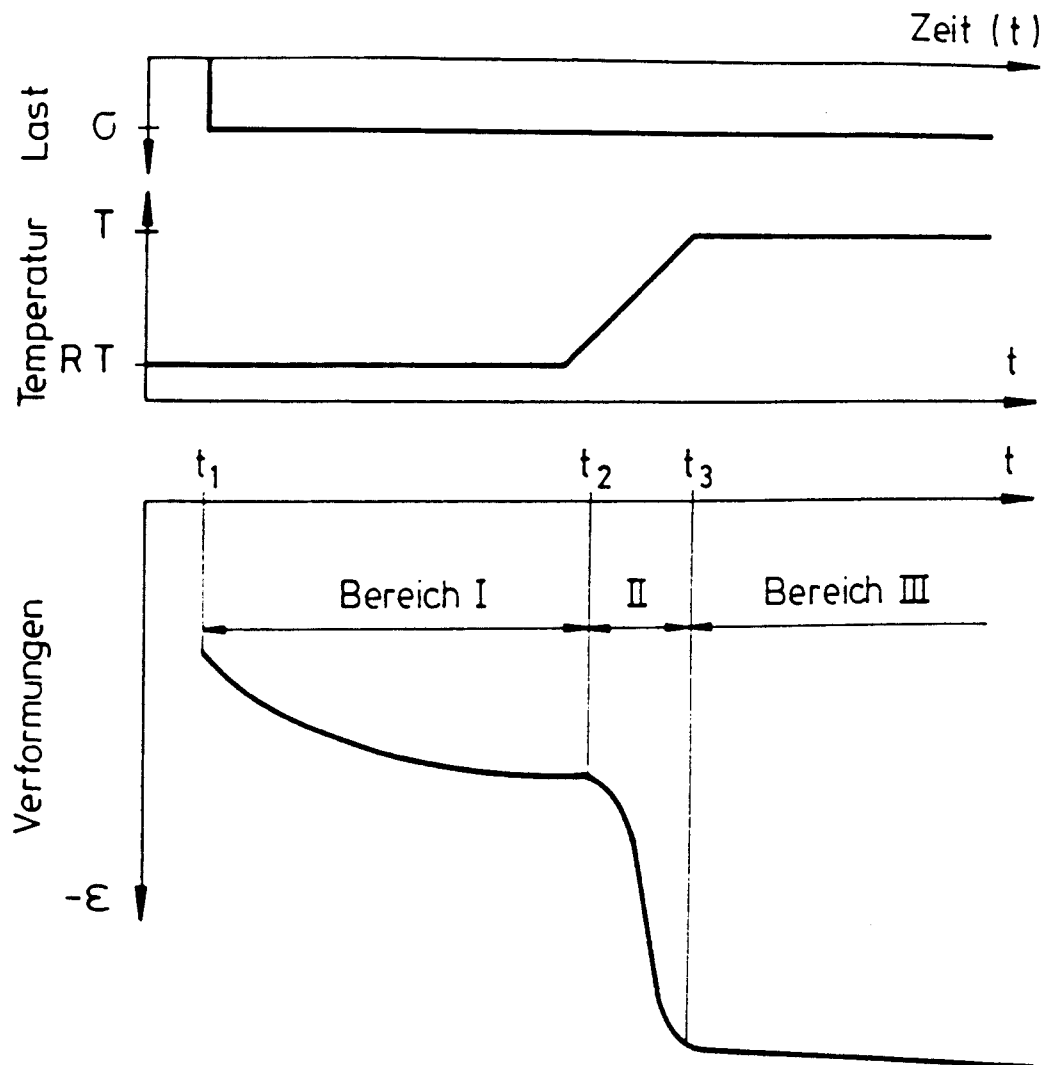


Bild 3.1: Schematische Darstellung des zeitlichen Verlaufs der mechanischen und thermischen Belastungen und der daraus resultierenden Verformungen eines Reaktorbetons

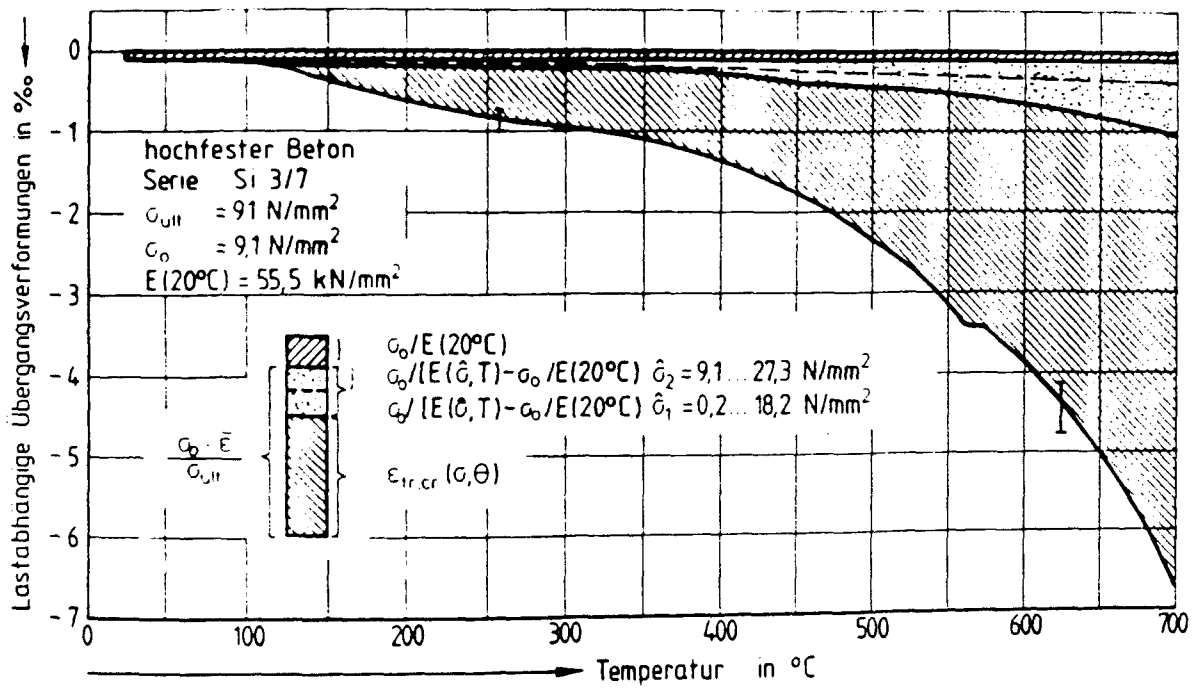


Bild 3.2: Lastabhängige Verformungen des mit 10 % belasteten aufgeheizten hochfesten Betons

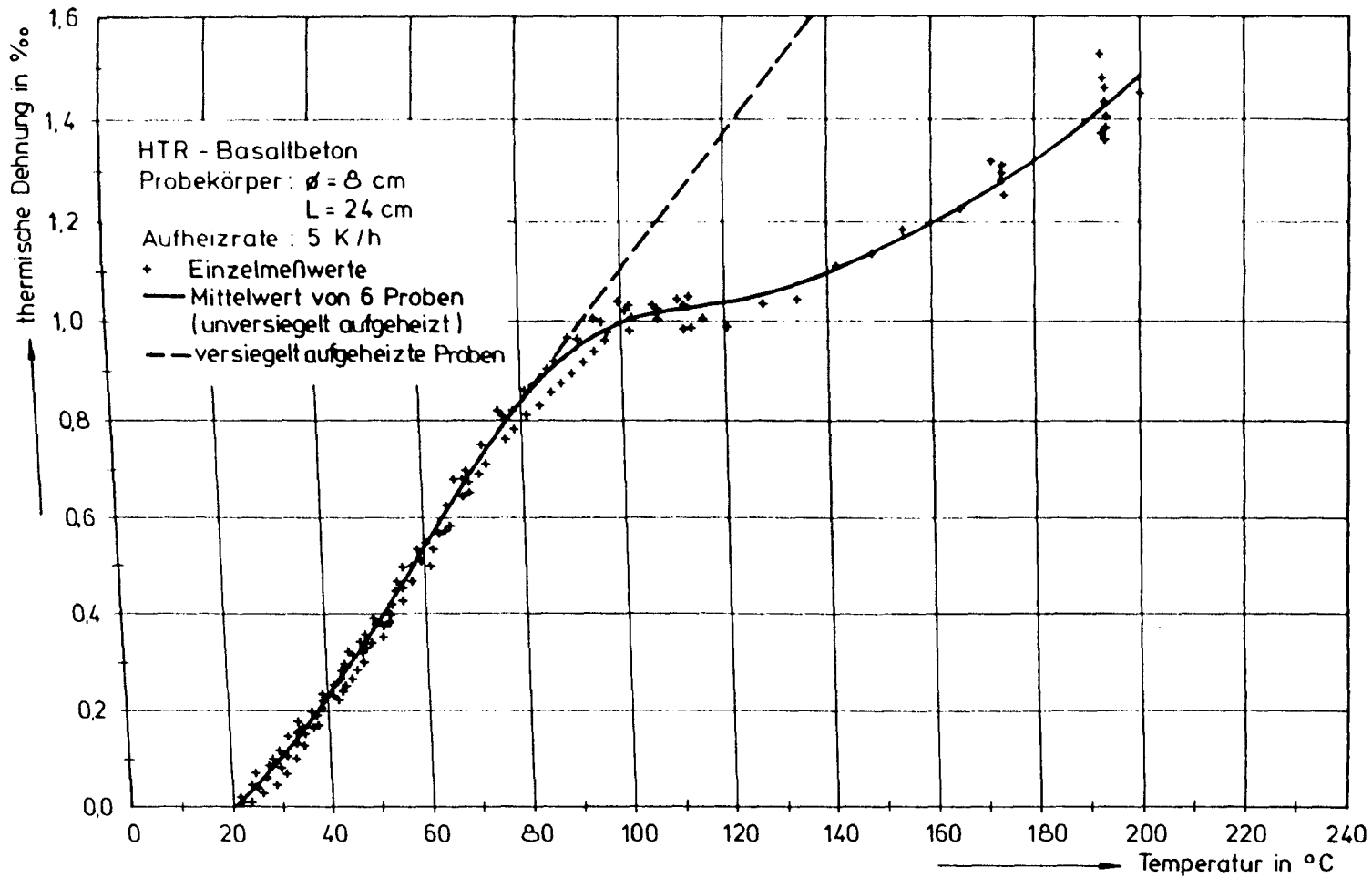


Bild 3.3: Thermische Ausdehnung von versiegelt und unversiegelt im Temperaturbereich 20 °C bis 200 °C aufgeheiztem Basaltbeton

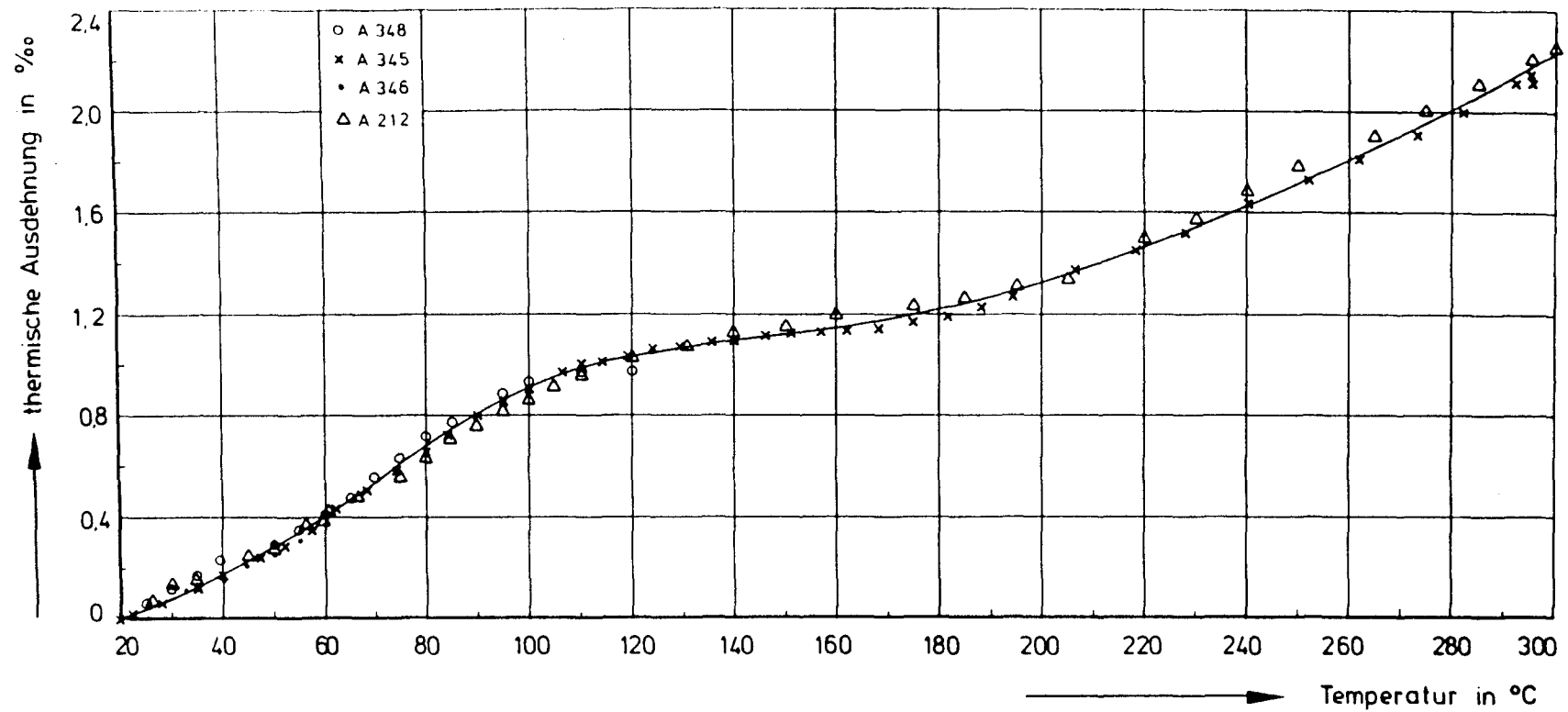


Bild 3.4: Thermische Ausdehnung von Basaltbeton



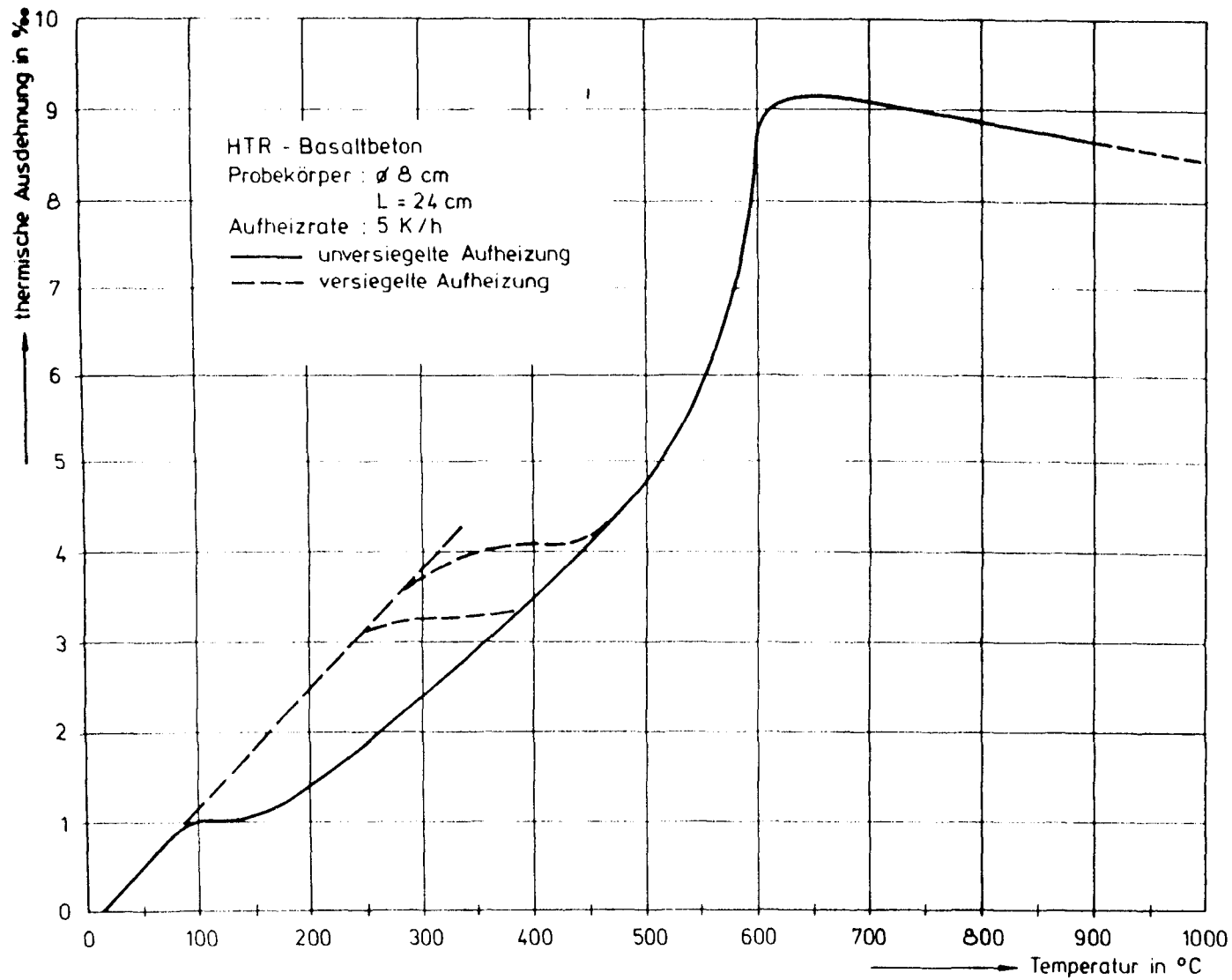


Bild 3.5: Thermische Ausdehnung von versiegelt und unversiegelt aufgeheiztem Basaltbeton

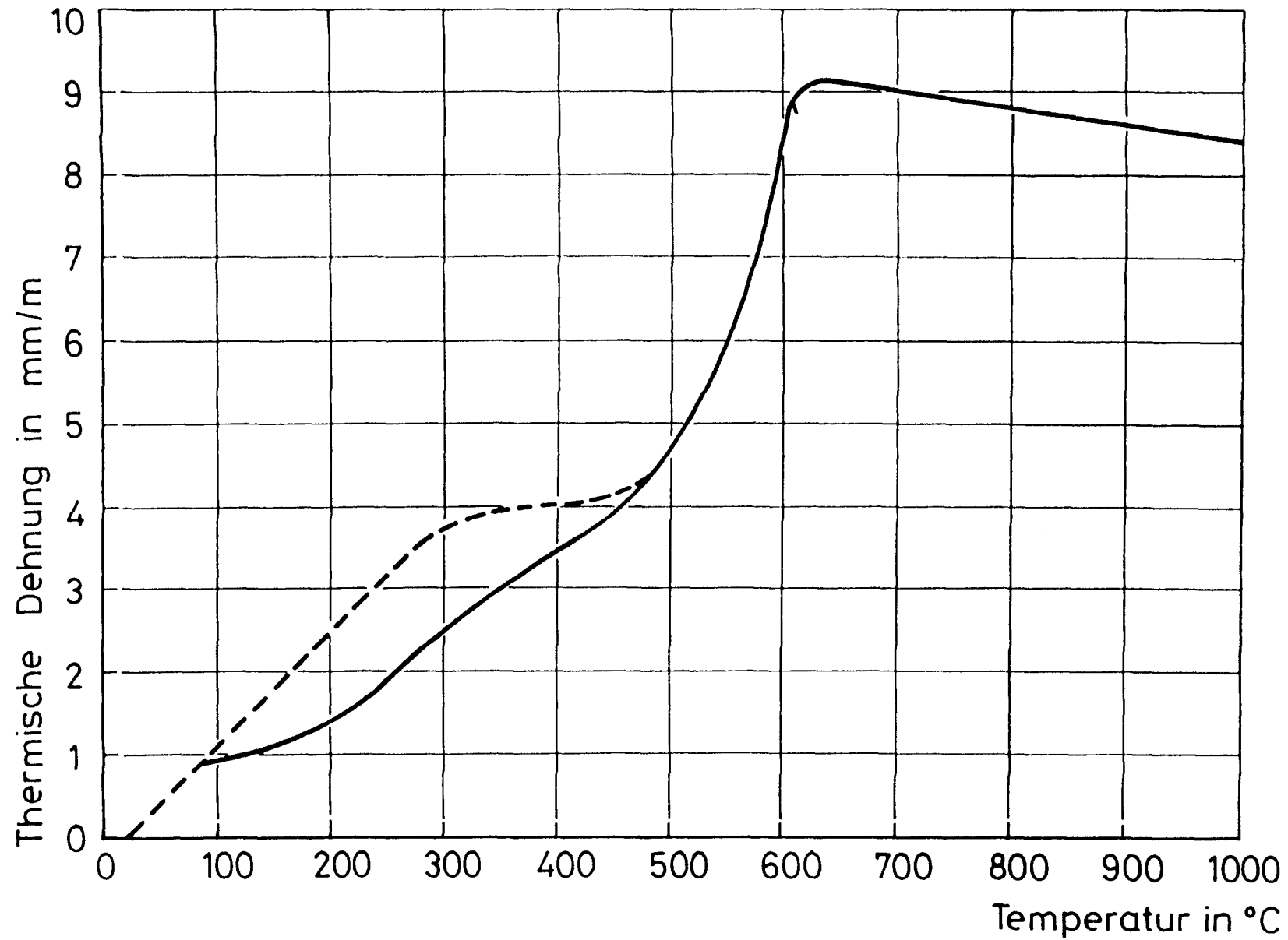


Bild 3.6: Verlauf der Näherungsfunktion für die thermische Dehnung von Basaltbeton.

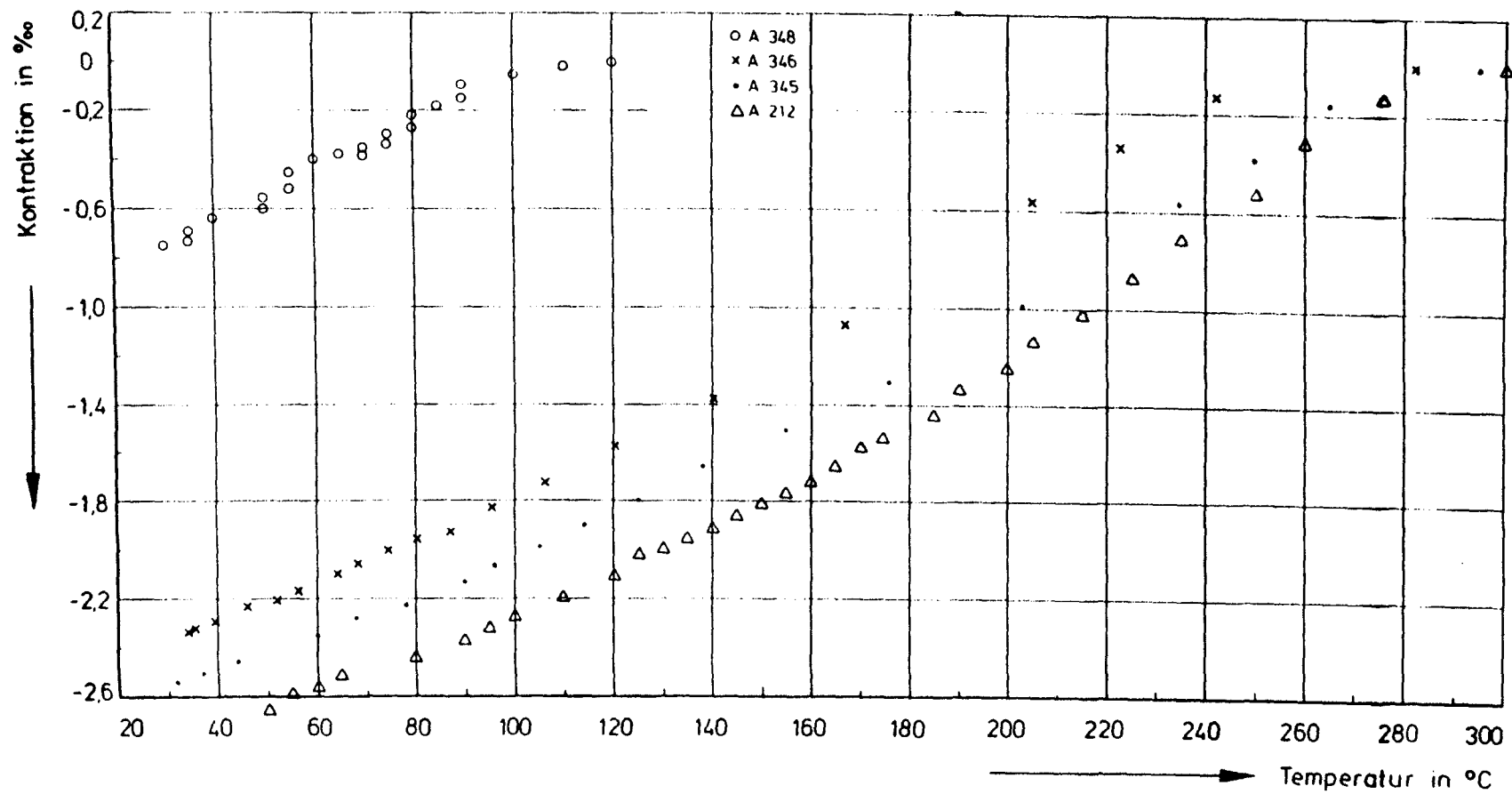


Bild 3.7: Verformung unbelasteter Basaltbetonproben während der Abkühlung

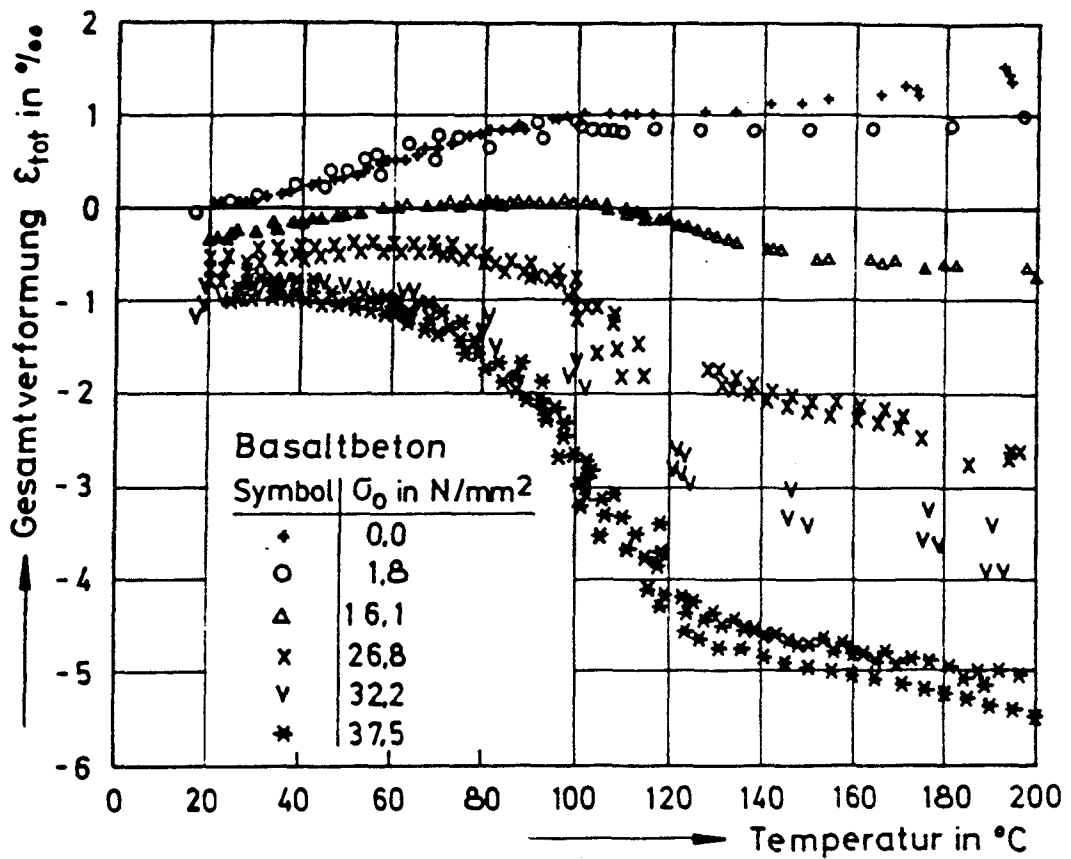


Bild 3.8: Gesamtverformungen mechanisch unterschiedlich hoch belasteter Basaltbetonproben ( $\varnothing = 8$  cm,  $l = 24$  cm) während der Aufheizung (Aufheizgeschwindigkeit: 5 k/h).

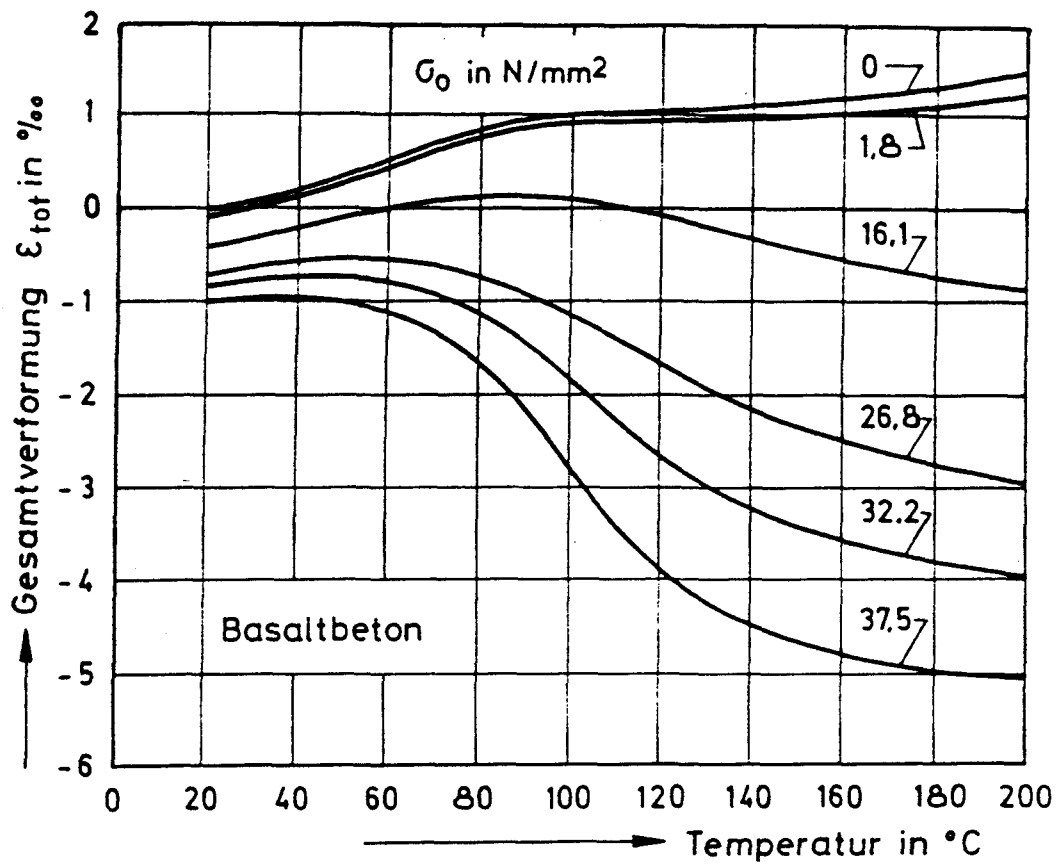


Bild 3.9: Mittelwerte der Gesamtverformung mechanisch unterschiedlich hoch belasteter Basaltbetonproben

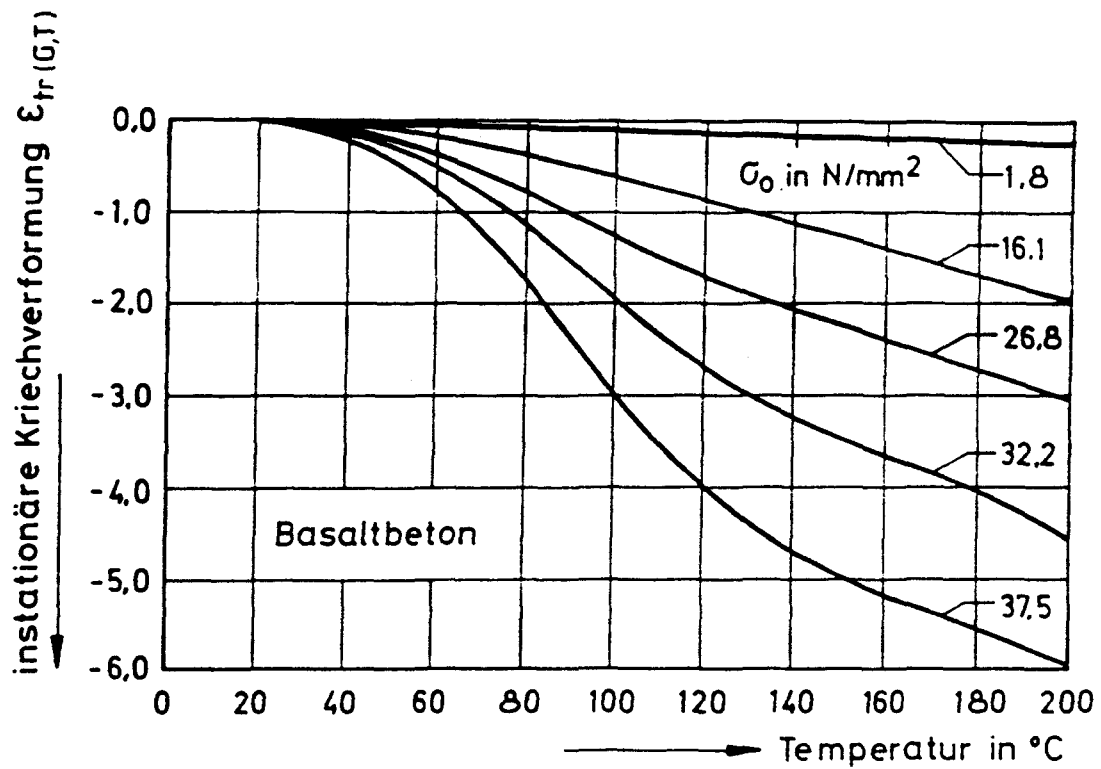


Bild 3.10: Instationäre Kriechverformungen des Basaltbetons  
während der Aufheizung auf 200  $^{\circ}C$

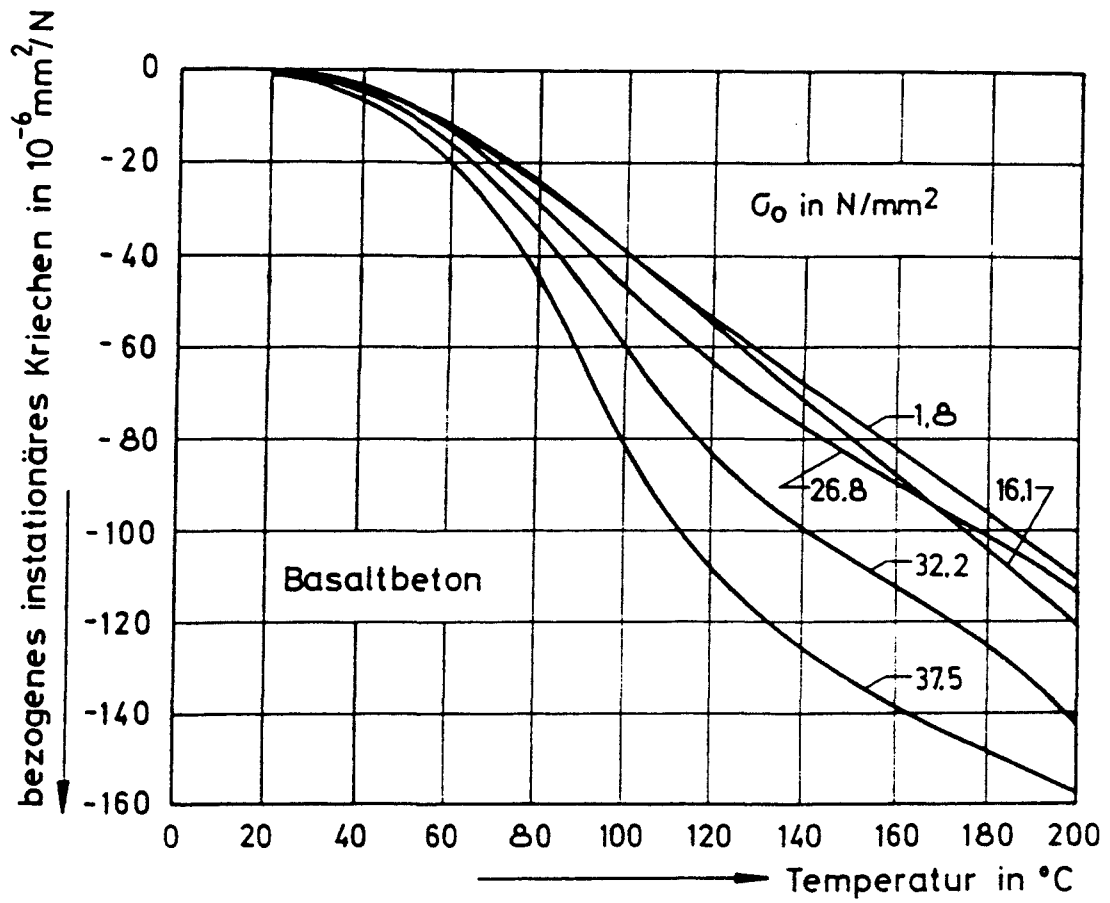


Bild 3.11: Bezogene instationäre Kriechverformungen des Basaltbetons während der Aufheizung auf 200  $^{\circ}\text{C}$

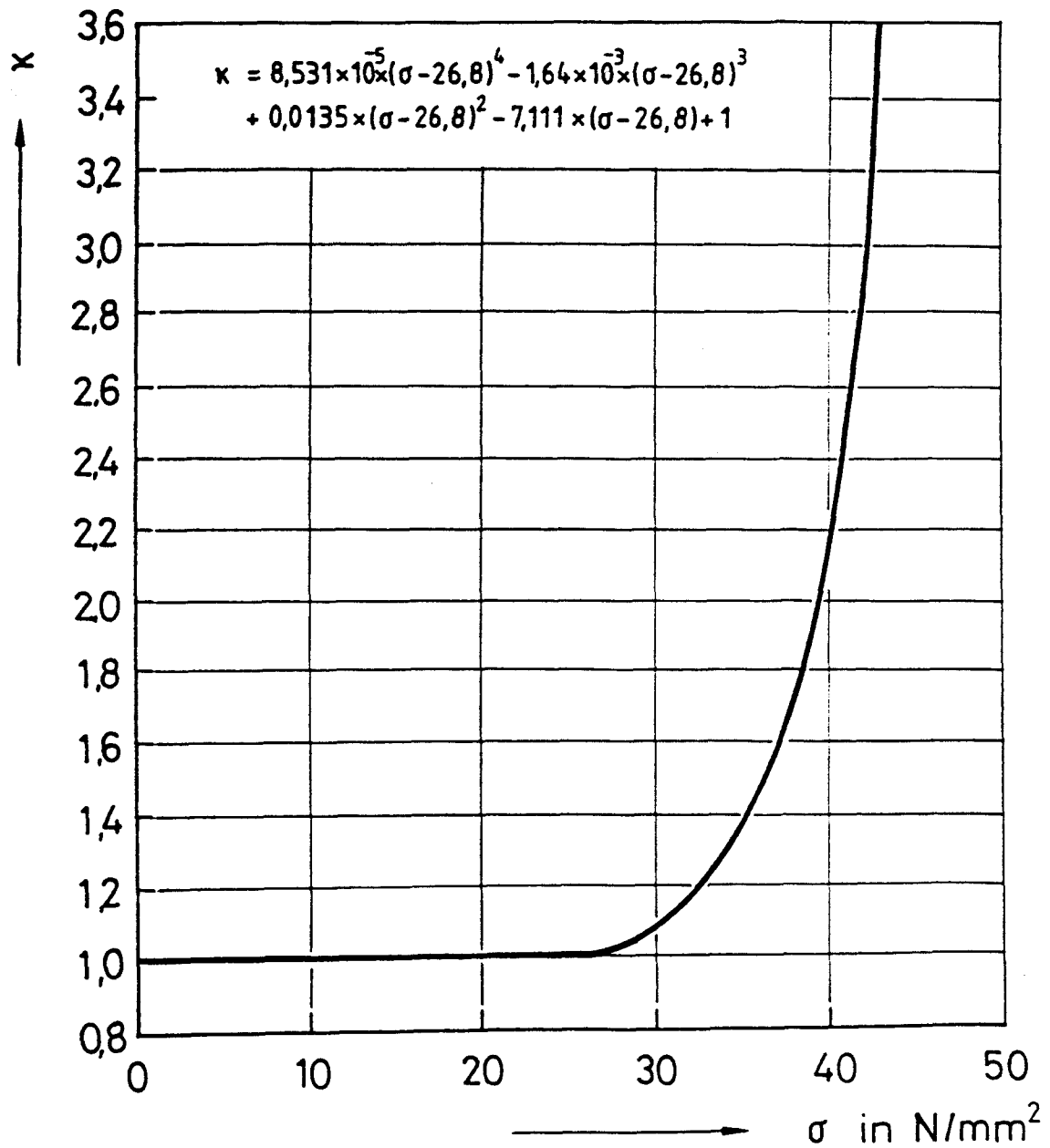


Bild 3.12: Abhängigkeit der Korrekturfunktion  $\chi$  von der vorhandenen Kriechspannung.



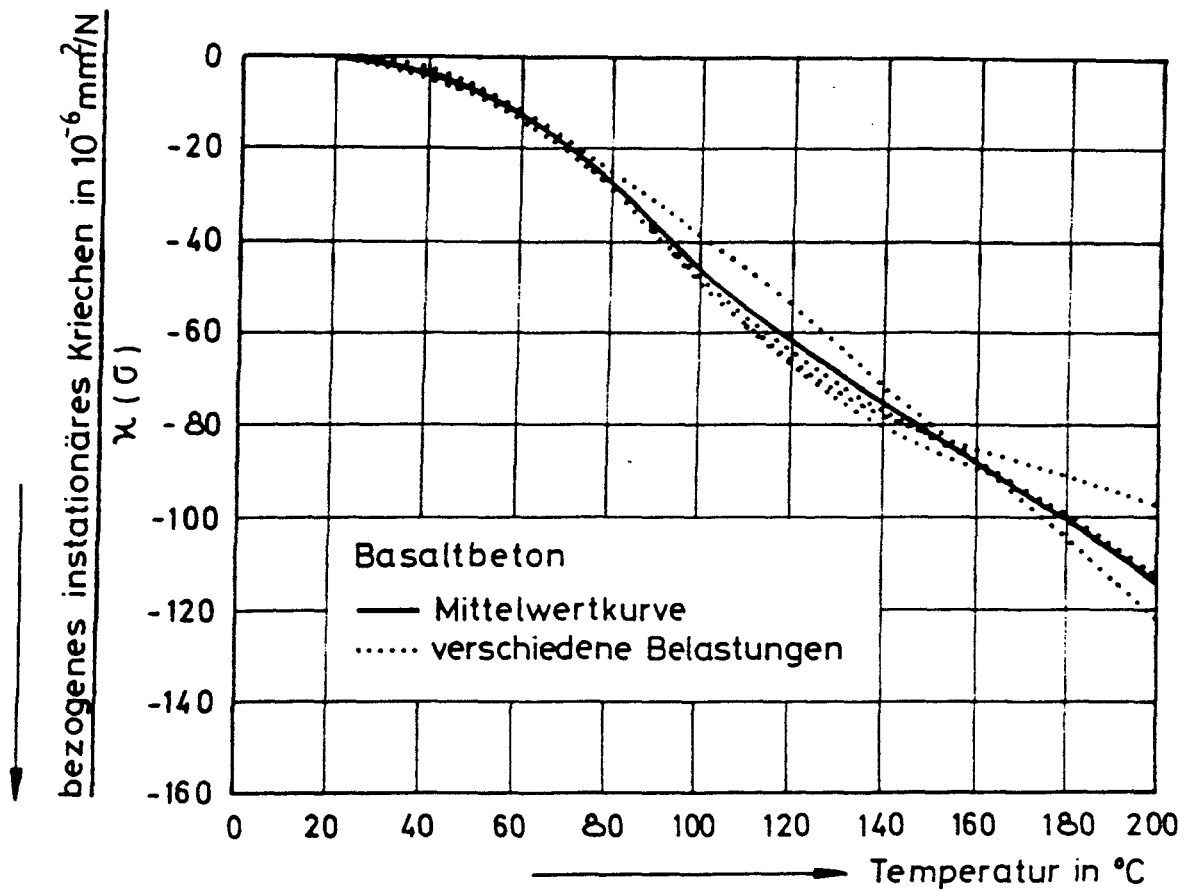


Bild 3.13: Normierte bezogene instationäre Kriechverformungen des Basaltbetons während der Aufheizung auf 200  $^{\circ}\text{C}$

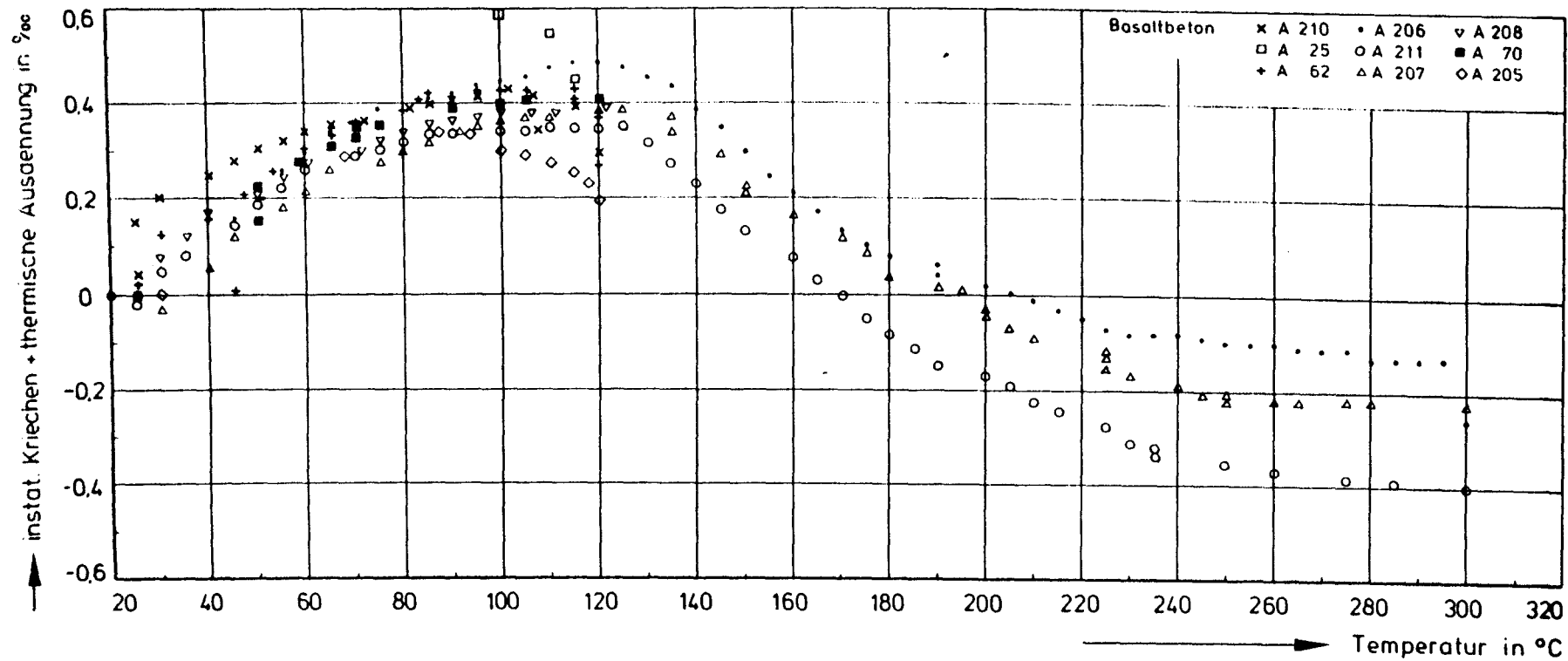


Bild 3.14: Summe aus thermischer Ausdehnung und instationärer Kriechverformung von Basaltbetonproben ( $\varnothing = 15$  cm,  $l = 30$  cm) während der Aufheizung (Aufheizgeschwindigkeit = 5 K/h)

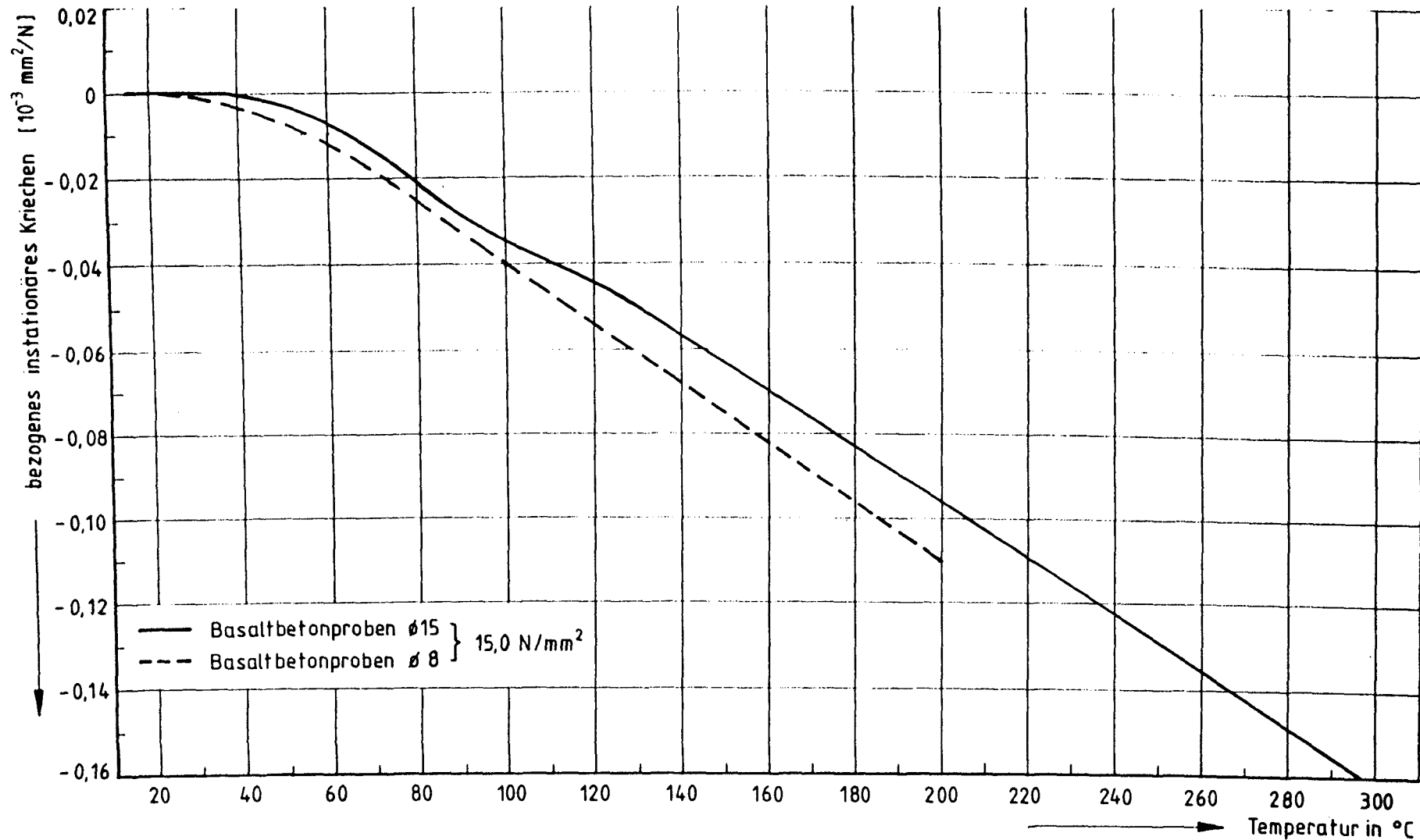


Bild 3.15: Bezogenes instationäres Kriechen von Basaltbetonproben ( $\varnothing = 15 \text{ cm}$ ,  $l = 30 \text{ cm}$ ) im Vergleich zum bezogenen instationären Kriechen von dünneren, zylindrischen Basaltproben ( $\varnothing = 8 \text{ cm}$ ,  $l = 30 \text{ cm}$ )

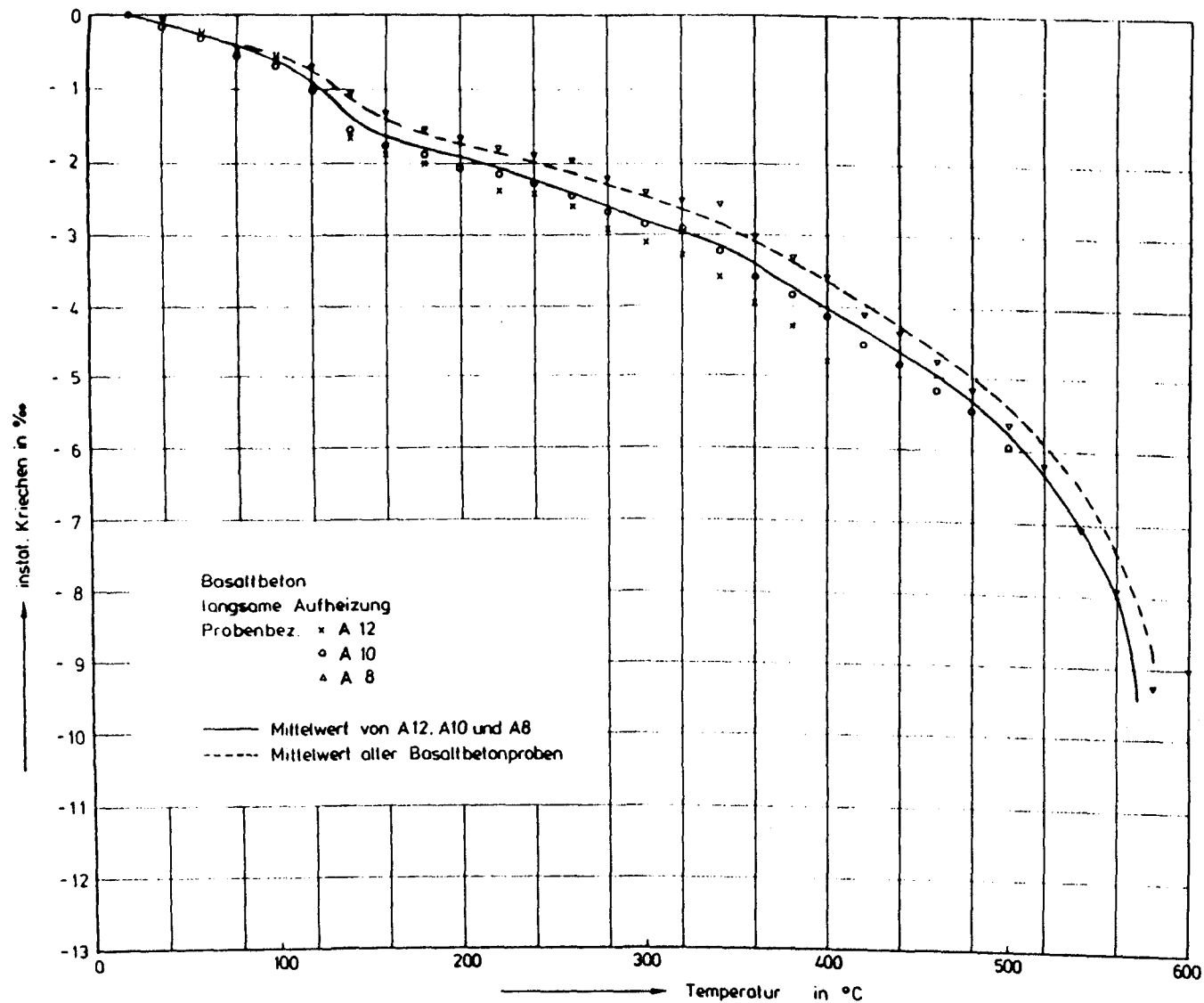


Bild 3.16: Instationäre Kriechverformungen von Basaltbetonproben ( $\varnothing = 8 \text{ cm}$ ,  $l = 24 \text{ cm}$ ) während langsamer Aufheizung bis  $600 \text{ °C}$

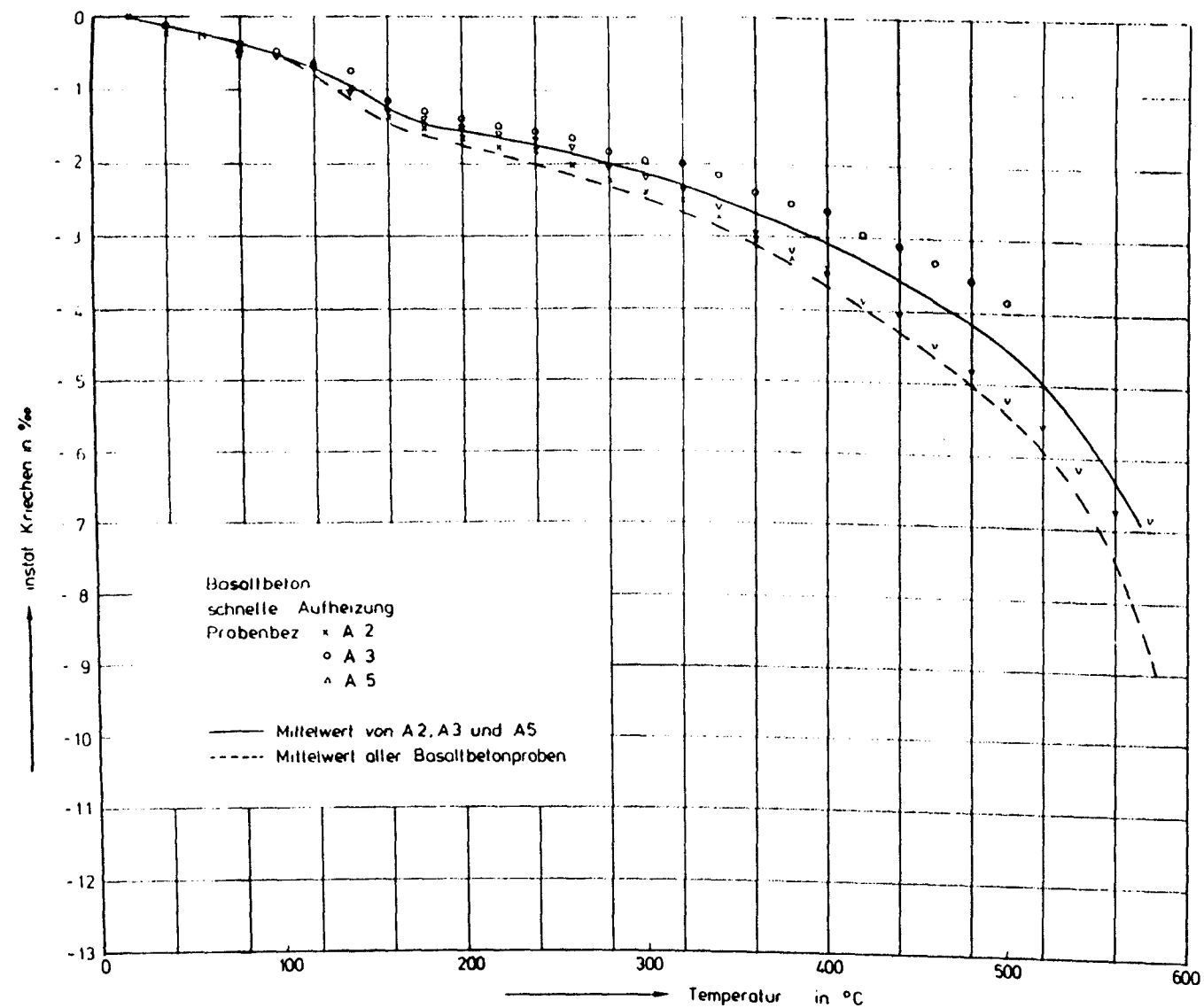


Bild 3.17: Instationäre Kriechverformungen von Basaltbetonproben ( $\emptyset = 8 \text{ cm}$ ,  $l = 24 \text{ cm}$ ) während schneller Aufheizung bis  $600 \text{ }^{\circ}\text{C}$

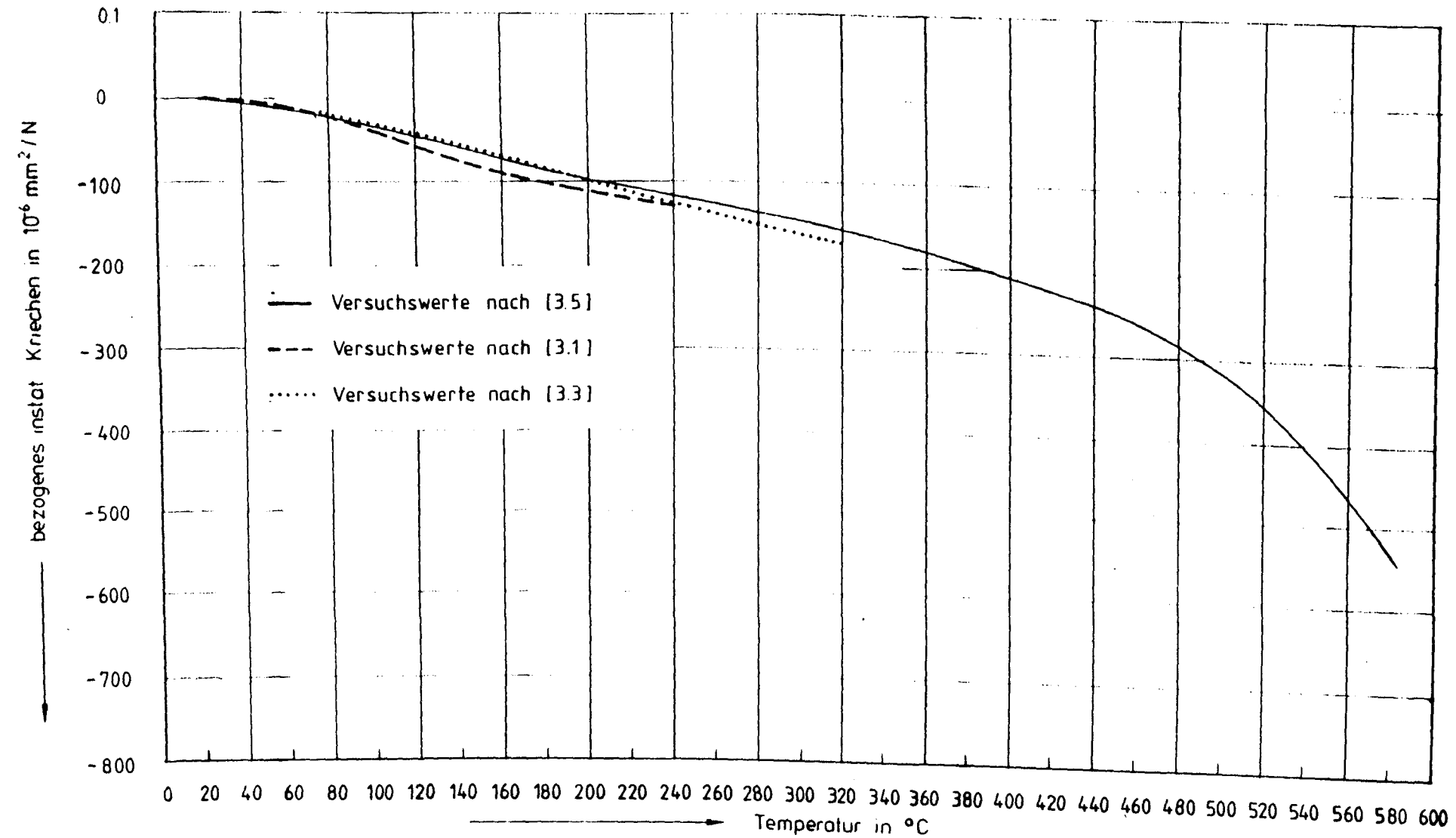


Bild 3.18: Bezogene instationäre Kriechverformungen des Basaltbetons während der Aufheizung bis auf  $600^{\circ}\text{C}$

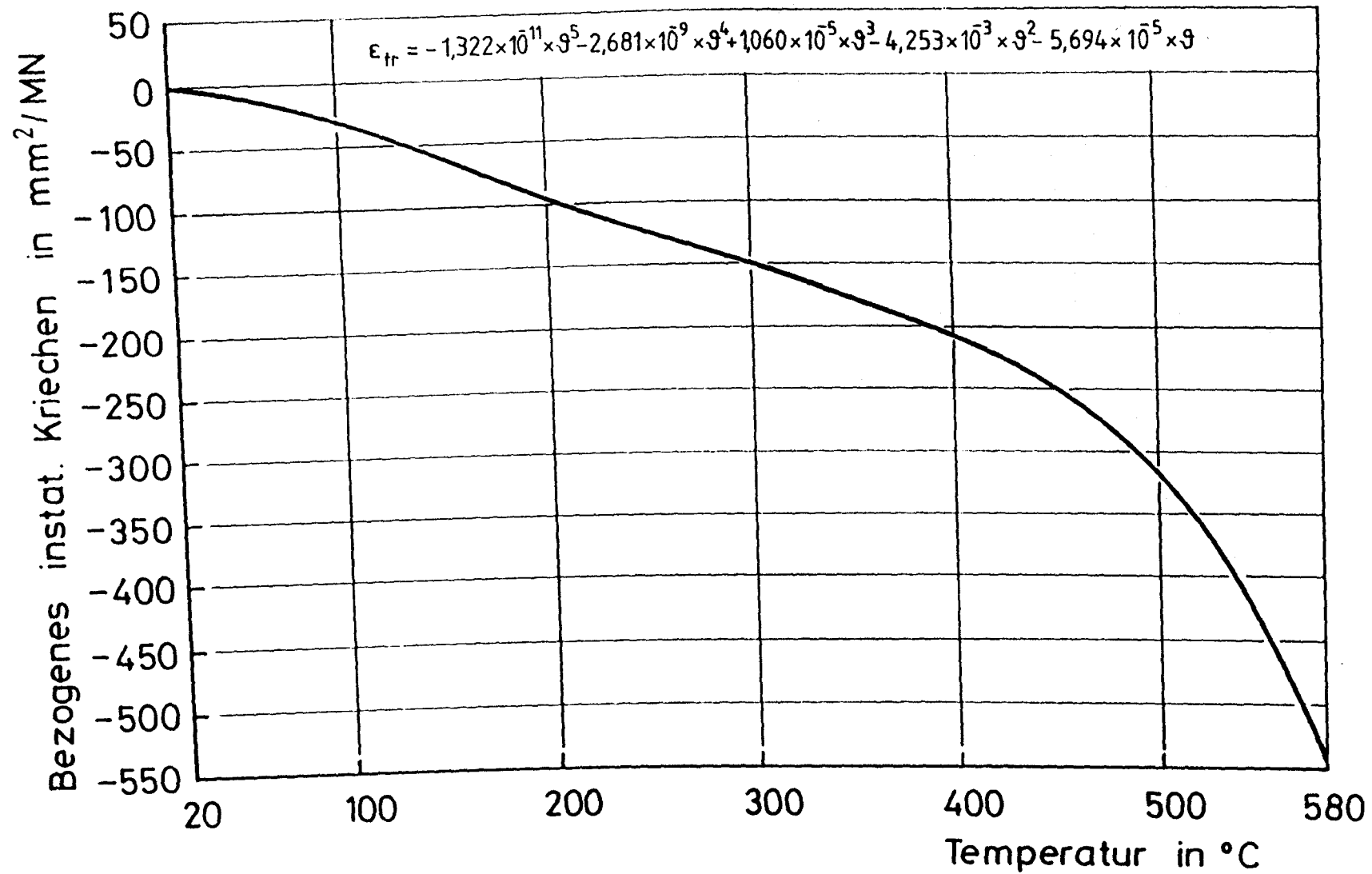


Bild 3.19: Verlauf der Rechenfunktion der normierten,bezogenen,instationären Kriechverformung.

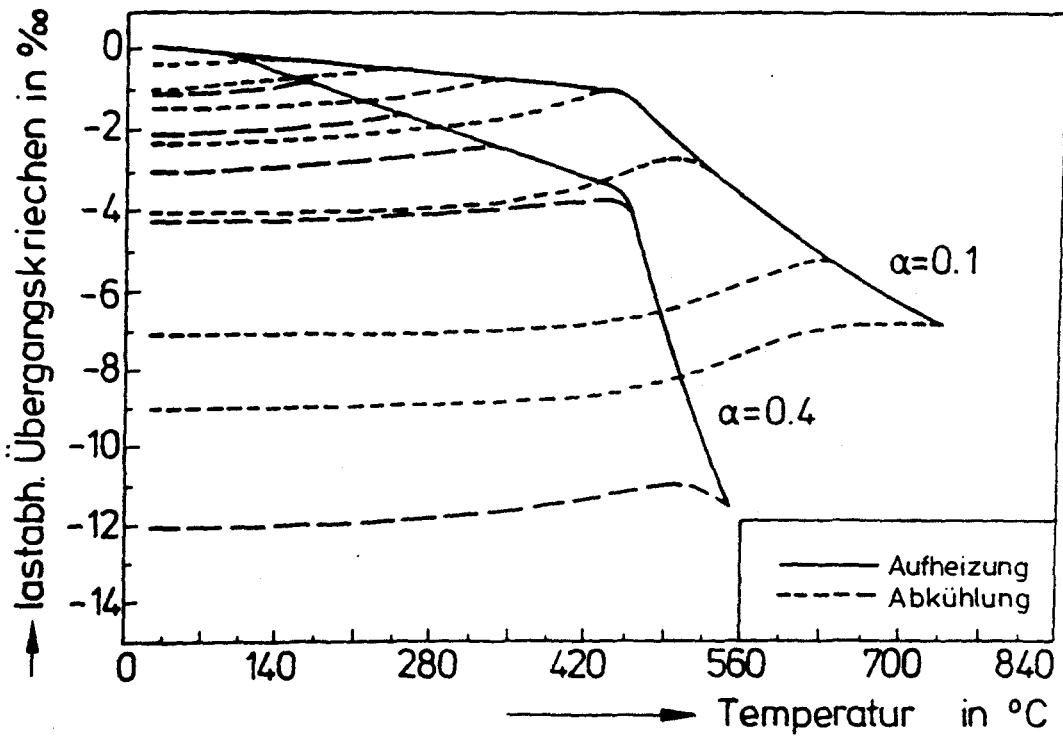


Bild 3.20: Mittlere lastabhängige Übergangsverformung während der Aufheizung und Abkühlung von unterschiedlich belasteten Kiesbetonproben als Funktion der Temperatur



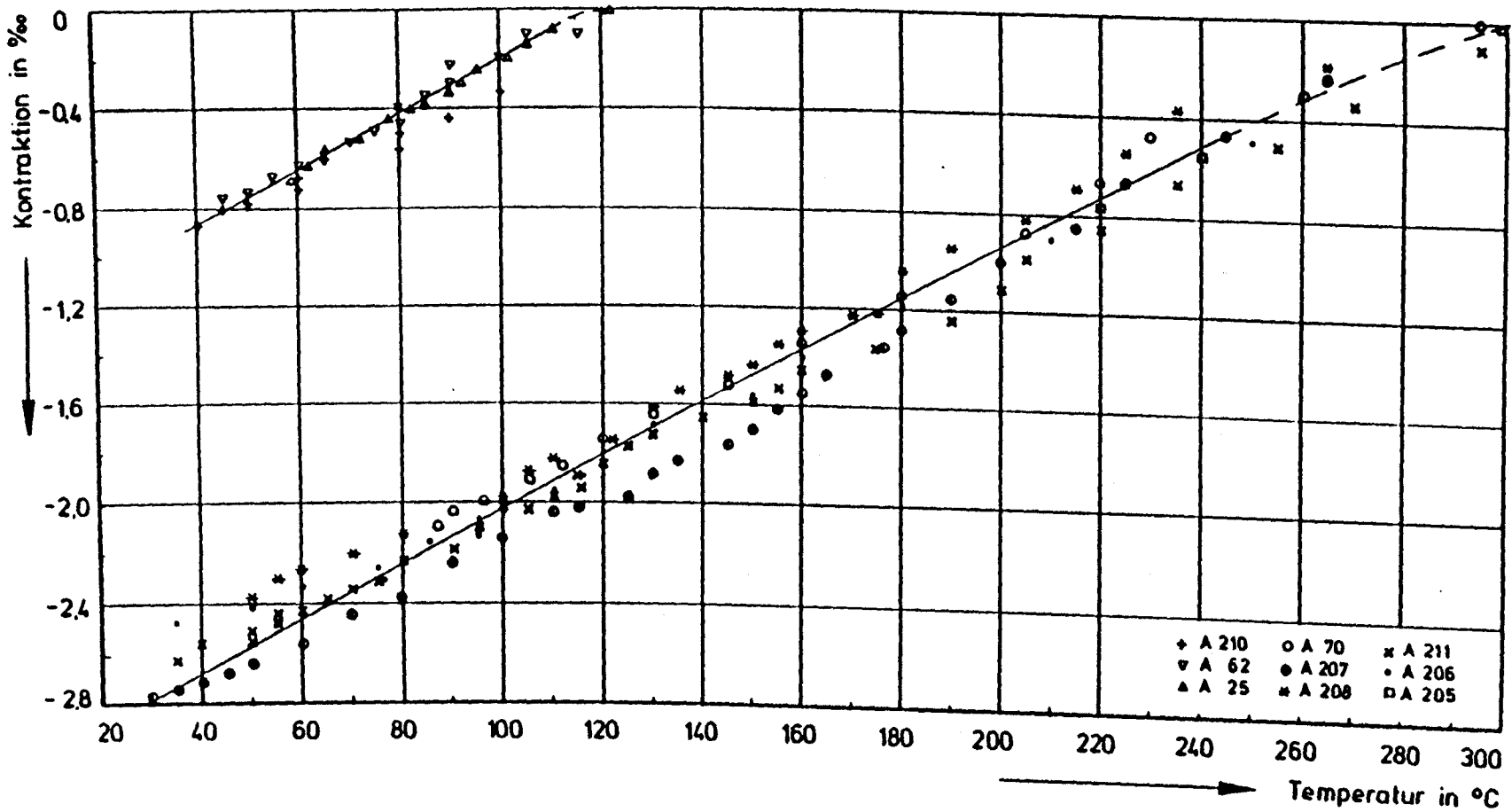


Bild 3.21: Verformungen belasteter Basaltbetonproben ( $\varnothing = 15 \text{ cm}$ ,  $l = 30 \text{ cm}$ ) während der Abkühlphase

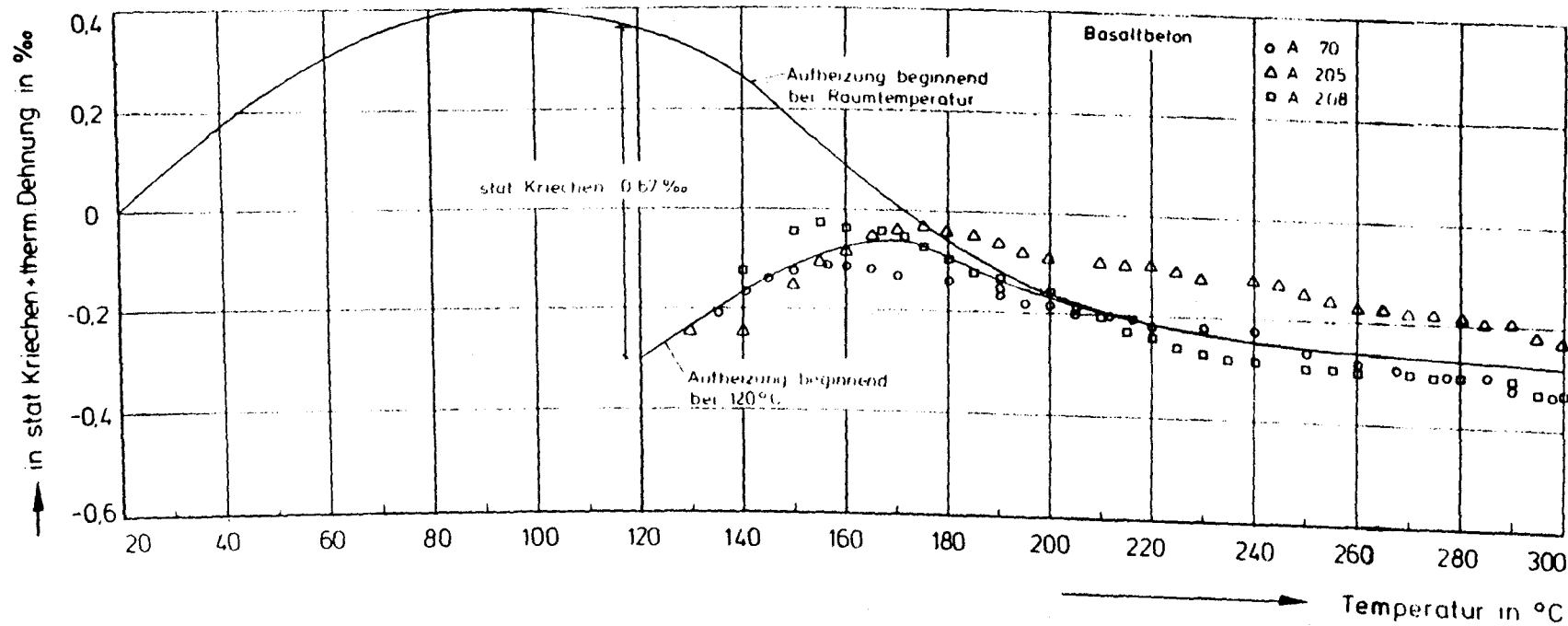


Bild 3.22: Summen aus thermischer Ausdehnung und instationärer Kriechverformung von Basaltbetonproben ( $\varnothing = 15 \text{ cm}$ ,  $l = 30 \text{ cm}$ ) während der Aufheizung von  $20 \text{ °C}$  auf  $300 \text{ °C}$  und während der Aufheizung von  $120 \text{ °C}$  auf  $300 \text{ °C}$

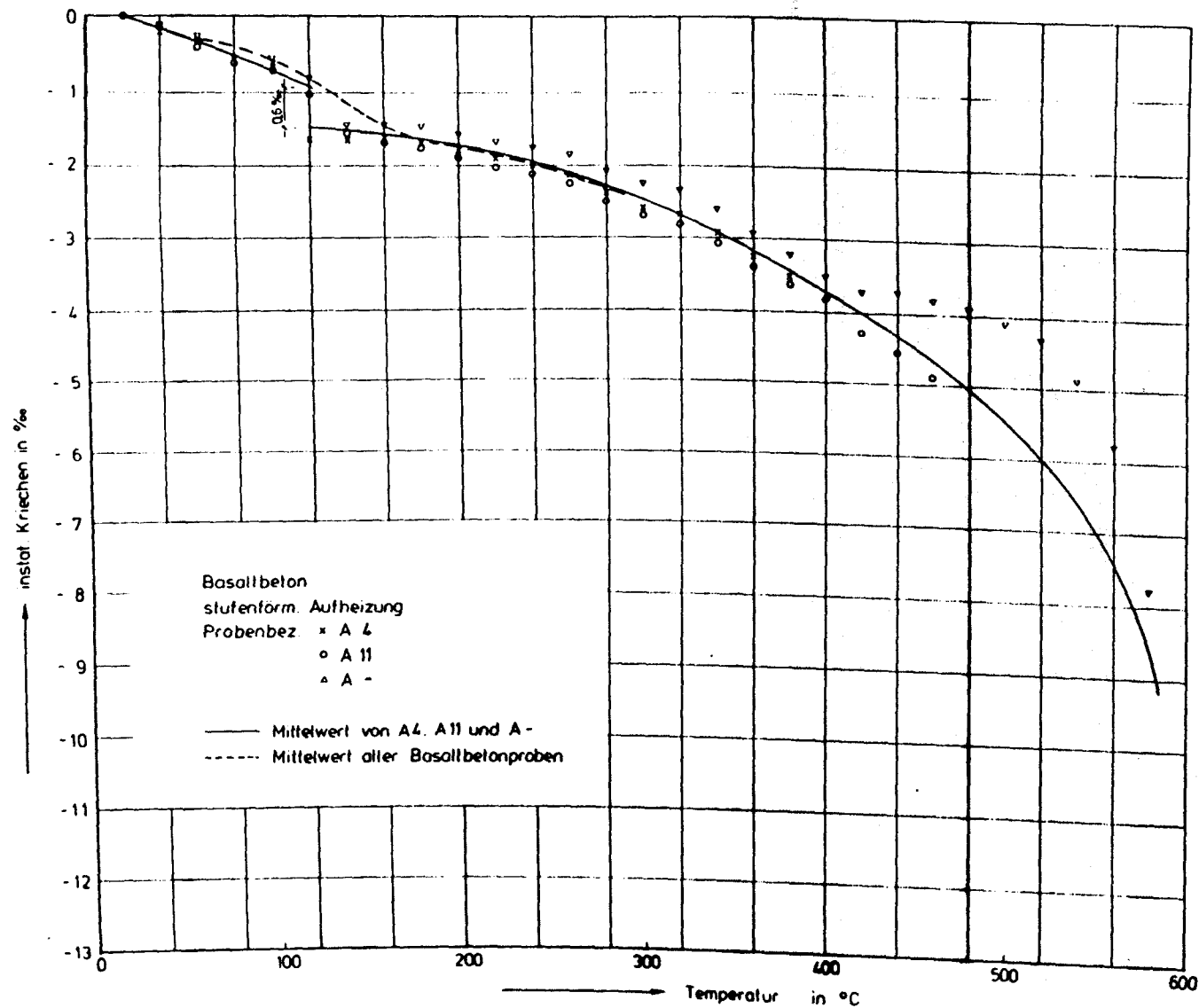


Bild 3.23: Instationäres Kriechen von Basaltbetonproben ( $\varnothing = 8 \text{ cm}$ ,  $l = 24 \text{ cm}$ ) während der stufenförmigen Aufheizung  
- mit 24 stündiger Haltezeit bei  $120 \text{ °C}$

#### 4. Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht enthält Zusammenstellungen der mechanischen Kennwerte von Basaltbeton der für den Spannbetonbehälter von Hochtemperaturreaktoren entwickelt worden ist. Unter Verwendung verfügbarer Daten über den Werkstoff und Ausnutzen vorliegender Erfahrungen über das allgemeine Hochtemperaturverhalten von Normalbeton wurden Rechenfunktionen aufgestellt, die bei computergestützten Berechnung des Spannbetonbehälters; auch im Hinblick auf verschiedene Störfälle, anwendbar sind.

Die Zusammenstellung elastische Kennwerte, Festigkeitskennwerte und Ergebnisse aus Kriechversuchen. Im allgemeinen wurde der Temperaturbereich von Raumtemperatur bis etwa 600...1000 °C berücksichtigt. Beim Elastizitätsmodul wurde neben der Abhängigkeit von der Temperatur auch der Einfluß des Belastungsalters, der Aufheizgeschwindigkeit, der Feuchte und des Belastungsgrades während der Temperierung sowie die Temperierungsdauer untersucht. Die Festigkeitskennwerte wurden mit Hilfe des Fünfparametermodells von Willam/Warke in Abhängigkeit von der Temperatur analytisch beschrieben. Bei den Angaben zum Kriechen wurden die unterschiedlichen Betriebs- und Störfallzustände sowie die Übergänge zwischen diesen Zuständen getrennt beachtet.

Während das Vorhaben bearbeitet wurde, zeigten sich eine Reihe von Lücken in den Kenntnissen des Temperaturverhaltens der betrachteten Werkstoffe. Diese betreffen insbesondere die Zugfestigkeit des Basaltbetons bei erhöhten Temperaturen, Angaben über die biaxiale Festigkeit im Druck-Zug-Quadranten sowie Kenntnisse über Spannungsdehnungsbeziehungen bei erhöhten Temperaturen. Zum Schließen dieser Lücken wären weitere experimentelle Arbeiten erforderlich.